

TEKNILLINEN KORKEAKOULU
RAKENNUS- JA YMPÄRISTÖTEKNIIKAN OSASTO

Petri Ihalainen

PAALUTETTU KOPLER- TERÄSVERKKOPENGER

Pohjarakennuksen ja maamekaniikan syventymiskohteen diplomityö, joka on jätetty opinnäytetyönä tarkastettavaksi diplomi-insinöörin tutkintoa varten.

Espoossa 17.2.2009

Valvoja: Professori Pauli Vepsäläinen

Ohjaaja: Diplomi-insinööri Juha Forsman

Tekijä:	Petri Ihalainen		
Työn nimi:	Paalutettu Kopler-teräsverkkopenger		
Päivämäärä:	17.2.2009	Sivumäärä:	151 s. + liitteet 33 s.
Osasto:	Rakennus- ja ympäris- tötekniikan osasto	Professuuri:	Pohjarakennus ja maa- mekaniikka
Työn valvoja:	Professori Pauli Vepsäläinen		
Työn ohjaaja:	DI Juha Forsman		
Avainsanat:	Pohjanvahvistus, teräsverkko, paalulaatta, koerakentaminen		

Paalutettu teräsverkkopenger soveltuu parhaiten painuvien pihojen pohjanvahvistukseen, jossa sen kilpailukyvyistä saadaan irti suurin hyöty. Painuvat pihat ovat kansantaloudellinen ongelma Suomessa. Maapohjan painuminen aiheuttaa suuria lisäyksiä käyttö- ja korjauskustannuksiin. Hyvin tehdyt pintarakenteet menevät aina piloille, jos pohjamaa painuu. Pihojen pohjanvahvistaminen nykyisillä menetelmillä on suhteellisen kallista, joten pihojen pohjarakentamiseen tullaan lähitulevaisuudessa kiinnittämään etenevästi huomiota. Teräsverkkoja käytetään Suomessa usein väylien alla tasaamassa painumia, mutta teräsverkkoja ei ole suoranaisesti aiemmin käytetty paalutetun penkereen yhteydessä geovahvisteena.

Tässä diplomityössä käsitellään teräsverkkojen käyttöä paalutetun penkereen pohjanvahvisteena. Työ sisältää Tammet Oy:n kehityshankkeen vaiheet, pohjanvahvistusmenetelmän mitoituksen, menetelmän riskienhallinnan sekä koerakenteen analyysin. Diplomityön yhteydessä rakennettu koerakenne sijoittui Espoon Vanttilaan koulun parkkialueen pohjanvahvistukseksi. Koerakenne instrumentoitiin ja instrumentointituloksia analysoidaan tässä työssä. Koerakentamisesta selvisi, että menetelmän toimivuus mekaanisesti on hyvä. Menetelmän etuina voisi pitää lyhyttä rakennusaikaa ja pieniä painumia. Haasteena on verkkojen kunnallistekniikan yms. yhdistäminen. Rakenteen optimointi on vielä kesken.

Author:	Petri Ihalainen		
Name of the thesis:	Piled Kopler-steelgrid embankment		
Date:	17.2.2009	Number of pages:	151 p.+ appendices 33 p.
Department:	Department of Civil and Environmental Engineering	Chair:	Soil Mechanics and Foundation Engineering
Supervisor:	Pauli Vepsäläinen, Professor		
Instructions:	Juha Forsman, M.Sc. (Tech)		
Keywords:	Soil reinforcement, steelgrid, piled plate, experimental construction		

The piled steelgrid embankment is best suited for soil reinforcement of consolidating yards, where we can get the most use of its competitiveness. Yards that consolidate are a national and an economical problem. Soil settlement generates large additions to use- and repair costs. Well made surface structures are ruined if the soil consolidates. There is a need for developing new soil construction methods. The soil reinforcement of large yards is quite expensive so more and more attention will progressively be used for soil construction in the near future. In Finland, Steelgrids are being used under highways to equalize soil consolidations, but they haven't been directly used as a georeinforcement with the piled embankment. In this master's thesis we analyse the use of steelgrid as a soil reinforcement method for a piled embankment. The thesis includes the steps of development, the measurement of the reinforcement method, the risk control of the method and the analysis of the experimental structure. The experimental structure that was built in association with the thesis is located in Vanttila, Espoo and it is used as a parking area for a local school. The structure was instrumentated and these results are analysed in this thesis. We found out that the structure is working mechanically. Advantages for this method are a short building time and low consolidation. Disadvantages should include poor reparability under the steelgrid. The optimization of the method is not finished.

Alkusanat

Tämä työ on tehty opinnäytetyönä Teknillisen korkeakoulun pohjarakennuksen ja maa-mekaniikan tutkimusryhmälle. Työn valvojana on toiminut professori Pauli Vepsäläinen ja ohjaajana DI Juha Forsman. Työn on rahoittanut Tammet Oy ja työ on tehty Ramboll Finland Oy:n tiloissa. Tammet Oy:ssä työtä on ohjannut DI Jussi Syrjynen.

Haluan kiittää Tammet Oy:n edustajia Jussi Syrjystä, Gretel Ramsayta, Rolf Saarta ja Mikael Römania menetelmän kehitystyön edistämisestä, työn rahoituksesta sekä aktiivisesta ohjauksesta projektin aikana.

Haluan kiittää Turun AMK:n edustajia Jouko Lehtosta ja Heli Kanerva-Lehtoa paalutetun teräsverkkopenkereen ideoinnista ja materiaalista työtä varten, Espoon kaupungin edustajia Jorma Jokista ja Jouni Hartikaista koerakennusalueen järjestämisestä sekä yhteistyöstä menetelmän edesauttamiseksi sekä koerakenteen urakoitsijoita Lohjan maarakennus Oy:tä, Suomen Teräspaalaus Oy:tä sekä PMM-louhintaa Oy:tä ammattimaisesta työstä ja asenteesta hankkeen aikana.

Haluan kiittää Juha Forsmania Ramboll Finland Oy:stä työn aktiivisesta ohjauksesta ja asiantuntemuksesta hankkeen aikana, Marko Miskalaa koerakentamisen avustamisesta ja rakennuttamisesta, Outi Lehti-Miikkulaista ja Mervi Harjua riskienhallinnan analyysistä sekä Heikki Rautakorpea ja Tapani Auteretta avusta koerakenteen teräsosien mitoituksessa, suunnittelussa ja kehitystyössä. Lisäksi haluan kiittää Ramboll Finland Oy:n työntekijöitä Eero Timosta, Antero Olastetta, Vesa Lainpeltoa, Turo Auvista, Kati Suhosta, Jenni Puhakkaa, Julia Sassalia, Johanna Hellbergiä, Lasse Rantalaa, Fredrik Winqvistiä, Liisa Kivekästä ja Anne Leivoa avunannosta työn eri vaiheissa.

Espoossa, helmikuun 17. päivänä 2009

Petri Ihalainen

Sisällysluettelo

Alkusanat.....	4
Sisällysluettelo.....	5
1. Johdanto	10
2. Pohjanvahvistusmenetelmät	13
2.1 Yleisesti käytetyt pohjanvahvistusmenetelmät	13
2.1.1 Yleistä.....	13
2.1.2 Vastapenger	13
2.1.3 Esikuormitus.....	14
2.1.4 Keventäminen.....	15
2.1.5 Massanvaihto.....	16
2.1.6 Syvästabilointi	18
2.1.7 Pengerpaalutus.....	20
2.1.8 Geovahvisteet	21
2.1.9 Maapohjan tiivistäminen	22
2.1.10 Menetelmien yhteiskäyttö	23
2.2 Menetelmien soveltuvuus eri kohteisiin.....	24
3. Paalulaatta- ja paaluhatturakenteiden mitoitus.....	29
3.1 Paalulaatta- ja paaluhatturakennetyyppejä	29
3.2 Paalulaatan suunnittelu ja mitoitus.....	32
3.3 Paaluhatturakenteen mitoitus	42
3.4 Geovahvistetun paalutetun penkereen mitoitus.....	45
3.5 Kopler-rakenteen mitoitusperiaatteet	50
3.5.1 Mitoituksen vaiheet	50
3.5.2 Korroosiomitoitus.....	51
3.5.3 Pengerpaksuus, liikennekuorma ja mitoitusikä	53
3.5.4 Paalutyyppi ja paaluväli	53
3.5.5 Paaluhattu	54
3.5.6 Verkko	54
3.5.7 Verkon liitokset	55
3.5.8 Reuna-alueet	56
3.5.9 Erikoisrakenteet.....	56

3.6	Kopler-rakenteen riskienhallinta	58
3.6.1	Johdanto riskienhallintaan	58
3.6.2	Paalutetun teräsverkkopenkereen toteutettavuuteen liittyvät riskit	60
4.	Koerakenteiden kehittäminen, mitoitus ja suunnittelu	61
4.1	Rakenneratkaisujen kehittäminen	61
4.2	Rakenteiden mitoitus	65
4.2.1	Korroosiomitoitus	65
4.2.2	Pengerpaksuus, liikennekuorma ja mitoitusikä	65
4.2.3	Paalutyypit ja paaluväli	66
4.2.4	Paaluhattu	68
4.2.5	Teräsverkko	72
4.2.6	Verkon liitokset	79
4.2.7	Reuna-alueet	80
4.2.8	Erityiskohdat	81
4.3	Rakenteiden suunnittelu	81
5.	Koerakennuskohteen esittely	83
5.1	Sijainti ja alueen tuleva käyttötarkoitus	83
5.2	Geologia	84
6.	Koerakenteiden toteutus	85
6.1	Rakennuttaminen	85
6.2	Aikataulu	86
6.3	Rakentamisen vaiheet	86
6.4	Kustannukset	103
6.5	Työsaavutukset	103
7.	Koerakenteiden instrumentointi ja mittaustulokset	105
7.1	Instrumentointi	105
7.2	Tehdyt mittaukset	108
7.3	Venymäliuskojen mittaustulokset	113
7.4	Painumaletkujen mittaustulokset	126
7.5	Aukikaivetut rakenteet	134
8.	Koerakenteiden analysointi	138
8.1	Jännitykset ja muodonmuutokset pengerkuormalla	138
8.2	Jännitykset ja muodonmuutokset pistekuormilla	139

8.3	Vertailu suunnitteluvaiheen laskelmiin ja FEM-mallinnuksiin	141
9.	Rakenteen kehittämisajatukset	143
9.1	Rakenneratkaisut	143
9.1.1	Verkkojen välinen liitos	143
9.1.2	Koerakenne A.....	143
9.1.3	Koerakenne B	144
9.1.4	Rakenteiden liittyminen toisiin rakenteisiin	144
9.1.5	Paaluhatut ja vetoteräket	145
9.2	Toteutusmuodot.....	145
9.3	Kustannukset	146
10.	Yhteenveto	148
	Kirjallisuusluettelo	149
	Liitteet	151

Lyhenteet

3D	Kolmiulotteinen
a	Paaluhatun tai stabilointipilarin sivumitta (m)
C_c	Holvaantumiskerroin (-)
CPTu	CPTu-kairaus
c	Pääraudoituksen betonipeitteen vähimmäisarvo taivutussuunnassa (mm)
EPS	Laajennettu polystyreeni
f_d	Geovahvisteen mitoituslujuus (kN/m)
FEM	Finite element method, elementtimenetelmä
g_i	Pysyvä kuormakomponentti (kN)
H	Penkereen korkeus (m)
InfraRYL	Infrarakentamisen yleiset laatuvaatimukset
K_a	Rankinen aktiivimaanpaine kerroin (-)
k/k	Keskeltä keskelle etäisyys (m)
LPO	Lyöntipaalutusohje
M_u	Paalulaatan poikkileikkauksen momenttikapasiteetti (kNm ²)
M_{xy}	Paalulaatassa vaikuttava vääntö (Nm)
N_c	Betonin puristusresultantti (kN)
N_s	Vetoterästen vetovoima (kN)
N_{sc}	Puristusterästen puristusvoima (kN)
p'_c	Pystysuora jännitys paaluhatun tai stabilointipilarin päällä (kPa)
pH	Happamuusaste (-)
P_{RP}	Vetovoima geovahvisteessa (kN/m)
P_{RL}	Vahvisteelta vaadittava vetovoima (kN/m)
P_{RT}	Vahvisteelta vaadittu vetokestävyys (kN/m)
P_{sall}	Paalun/pilarin sallittu kuorma (kN)
P_t	Vaakasuora maanpaineen jännitysresultantti (kPa)

q	Kuormakomponentti (kN)
RakMk	Suomen rakentamismääräyskokoelma
RAM	Rakennusammattimies
RM	Rakennusmies
RIL	Suomen rakennusinsinöörien liitto
s	Paaluväli (m)
s_d	Mitoittava korroosio (mm)
s_{\max}	Maksimi paalu-/pilariväli (m)
SV	Sadevesiviemäri
t	Aika (s)
T_{AV}	Liukuvastus (kN)
T&K	Tutkimus ja kehitys
TTY	Tampereen teknillinen yliopisto
tv	Työvuoro
TYLT	Tienrakennustöiden yleiset laatuvaatimukset ja työselitykset
v_d	Mitoittava kuoppakorroosiotekijä (-)
w_k	Betonihalkeaman ominaisleveys (mm)
w_T	Paalujen välinen tasainen kuorma (kN)
β	Tarkasteltavan luiskan kaltevuuskulma ($^{\circ}$)
ε	Geovahvisteen alkumuodonmuutos (mm)
ε_s	Raudoituksen venymä käyttötilassa (mm)
φ	Kitkakulma ($^{\circ}$)
γ_e	Penkereen laskennallinen tilavuuspaino (kN / m^3)
σ_v	Pystysuora jännitys penkereen pohjalla (kPa)
τ_{su}	Suljettu leikkauslujuus (kPa)

1. Johdanto

KOPLER -projektin tavoitteena on kehittää uusi maanrakennusjärjestelmä, joka sisältää painumaltaan hallitun penkereen toteuttamiseen tarvittavat suunnittelu-, materiaali- ja asennusratkaisut. Menetelmä on tarkoitettu tuotteistettavaksi.

Lujitteiden käyttö etenkin tierakentamisessa on tulevaisuudessa voimakkaasti kasvamassa. Lujitteilla on yhä useampia eri käyttötarkoituksia kuten routavaurioiden vähentäminen, pehmeikölle perustettavan penkereen stabiliteetin parantaminen ja painumien tassaaminen, pergerpaalutuksen tai syvästabilointipilarien korvaaminen verkkorakenteella sekä kantavuuden parantaminen.

Suuri osa tällä hetkellä käytettävistä lujitteista on muovipohjaisia, mutta teräsverkoista on T&K-projektien myötä kehittymässä merkittävä lujitevaihtoehto. Tähän asti teräsverkkojen käytön yleistymisen suurimpana esteenä on ollut verkon asennuksen käsityövaltaisuus, sillä verkot asennetaan käsin arkki kerrallaan.

Suomessa rakentaminen siirtyy koko ajan alueille, joissa pohjaolosuhteet ovat huonot. Etenkin suurten kaupunkien läheisyydessä hyvä rakennusmaa on pääosin käytetty. Suomen rannikkoseuduilla maaperä on laajalti jääkauden jälkeen kerrostunutta ja huonosti kantavaa savea tai silttiä. Kiinteistöjen rakentaminen huonoille pohjamaille ei ole suuri ongelma, mutta pihojen ja kunnallisteknisten rakenteiden osalta asia on vaikeampi. Nämä rakenteet ovat pinta-alaltaan laajoja ja täysin painumattomien rakenteiden tekeminen on taloudellisesti kannattamatonta. Siksi yritetään kehittää menetelmiä, joilla pihojen ja katujen/teiden painumia voidaan estää tai hallitusti pienentää. Haasteena on myös vuoden 2004 alussa voimaan tullut uusi Suomen Rakentamismääräyskokoelma (B3), jossa on ensimmäisen kerran luokiteltu pihojen sallitut painumat.

Uusi menetelmä on kehitelty Tammet Oy:n, Turun ammattikorkeakoulun ja Ramboll Finland Oy:n yhteistyönä. Koerakenteen instrumentoinnit tehtiin Tampereen teknillisen yliopiston pohja- ja maarakenteiden laboratoriossa. Koerakenne rakennettiin Espoon kaupungin tontille. Kopler-projekti vahvistaa osaltaan suomalaisen teräsosaamisen kan-

sainvälisesti johtavaa asemaa pohja- ja maarakentamisessa. Projektin 2 vaihe on käynnistynyt v. 2005 ja se päättyi elokuussa 2007.

Kopler-projektin tavoitteena oli kehittää teräsverkkojen avulla uusi pehmeiköillä käytettävä pohjarakennusjärjestelmä, joka sisältää painumaltaan hallitun penkereen toteuttamiseen tarvittavat suunnittelu-, materiaali- ja asennusratkaisut. Kopler-menetelmässä paaluhattujen varaan asennetaan teräsverkko ja paaluhattut siirtävät teräsverkkojen kuormat paaluille. Menetelmä on tarkoitettu tuotteistettavaksi.

KOPLER-projektissa kehitetyn teräsverkkopenkereen kehittämisen vaiheet ovat edenneet seuraavasti:

1. Kopler (1) - projekti, jossa kehitettiin paalutetun teräsverkkopenkereen idea 04/2004,
2. Kopler 2 – projekti, jonka yhteydessä toteutettiin mm. insinööritoimet ”Teräsverkon käyttö penkereen lujitteena” (Ville Järvinen, 2005), ”Teräksisten geovahvistusten suunnittelu” (Sami Haapalainen, 2006), Turun koerakenne sekä TTY:n vetokokeet sekä jäljempinä mainitut vaiheet 3...11,
3. Espoon koerakenteen suunnittelu keväälle 2006 – koerakenne ei toteutunut ”urakkateknisten” syiden takia,
4. Riskikartoitus keväällä...syksyllä 2006,
5. Pengerrakenteen markkinaselvitys kesällä 2006...kesällä 2007,
6. Pengerrakenteen tuotekehitys 08/06,
7. Pengerrakenteen jatkokehittely 02...05/07,
8. Koerakenteen ja instrumentoinnin suunnittelu 01...05/07,
9. Koerakenteen rakentaminen Espooseen Vanttilaan 04...07/07,
10. Koerakenteen koekuormitus ja instrumenttien mittaukset 07/07 ja
11. Koerakentämisen raportointi 08/07 (diplomityö, tehty 01/07...02/09).

Elokuussa 2006 tuotekehitys keskittyi erilaisten rakennevaihtoehtojen (teräsverkko – paaluhattu) ideointiin ja teknistaloudelliseen optimointiin. Tämän kehitysvaiheen jälkeen

valittiin rakennetyypit, joita tutkitaan koerakenteessa. Koerakenteiden suunnitteluvaiheessa rakennevaihtoehtoja jalostettiin mm. paaluhatus toteutetun prototyypin tarkastelun pohjalta.

Paalutetun teräsverkkopenkerein koerakenne rakennettiin 04...07/2007 Espoon Vanttilaan ja tässä työssä analysoidaan rakenteen toteutusta ja kehittymismahdollisuuksia.

2. Pohjanvahvistusmenetelmät

2.1 Yleisesti käytetyt pohjanvahvistusmenetelmät

2.1.1 Yleistä

Pohjanvahvistus käsitteenä tarkoittaa maan geoteknisten ominaisuuksien parantamistointenpiteitä vastaten kansainvälisesti tunnettua englanninkielistä käsitettä; ground improvement (RIL 1986, s. 273).

Paalupenger (ja kevennys) eivät tarkasti ottaen ole pohjanvahvistusta, mutta tässä paalulaattaa (ja kevennystä) sekä muita pohjanvahvistusmenetelmiä on verrattu ominaisuuksiltaan paalutettuun teräsverkkopenkereeseen.

2.1.2 Vastapenger

Vastapenger on yksinkertaisin menetelmä penkereen stabiliteetin turvaamiseksi. Varsinaisen penkereen vierelle rakennettavilla vastapenkereillä tai useammilla eri korkuisilla penkereillä parannetaan ja turvataan rakenteen vakavuus halutulle tasolle. Vastapenger suurentaa maapohjaan kohdistuvaa kuormitusta ja aiheuttaa siten painumien merkittävää kasvua. Painumat kasvavat myös penkereen sivuilla ja suuri kuormitus saattaa aiheuttaa myös pohjamaan sivusiirtymiä. Näin ollen vastapenkereet eivät juurikaan sovellu turvealueilla tai hyvin pehmeillä savikoilla käytettäväksi. Edelleen vastapenkereet edellyttävät usein huomattavastikin tilaa rakenteen sivuilla, eivätkä siten tule juurikaan kysymykseen kaupunkimaisessa ympäristössä käytettäväksi (Tiehallinto 2003, s. 10).

Vastapengertä suunniteltaessa tulee pohjatutkimuksilla selvittää:

- pohjamaan lujuusominaisuudet vakavuusanalyysiä varten (siipikairaus ja häiriintymätön näytteenotto)
- pehmeän kerrostuman paksuus (vastuskairaukset: paino- tai puristinkairaus)

Koska myös painumat muodostuvat useimmiten merkittäviksi, tulee kokoonpuristuvuusominaisuudet määrittää ödometrikokeilla. On huomattava, että paksuilla savikoilla tie- ja vastapenkereiden aiheuttamat painumat tapahtuvat useiden, jopa kymmenien, vuosien kuluessa (Tiehallinto 2003, s. 12).

Vastapenkereet ovat useimmiten halvin menetelmä vakavuuden turvaamiseksi, mutta kasvavien painumien ja tilantarpeen vuoksi sitä käytetään nykyään yhä harvemmin.

Vastapenkereitä voidaan usein hyödyntää heikkolaatuisten kaivumassojen läjityksessä (Tiehallinto 2003, s. 10).

2.1.3 Esikuormitus

Ylipenger (esikuormituspenger) on maan esikonsolidoimismenetelmistä yksinkertaisin. Konsolidoitavaa maapohjaa kuormitetaan rajoitetun ajan kuormalla, joka on suurempi kuin lopullisista rakenteista maapohjaan aiheutuva kuorma. Kuormituksessa ei saa kuitenkaan ylittää maan kantokykyä. Ylikuormitus aiheuttaa maapohjaan konsolidaatiopainuman, joka pitkän ajan kuluessa olisi suurempi kuin lopullisten rakenteiden aiheuttama konsolidaatiopainuma (Tiehallinto 2003, s. 11).

Useimmiten ylikuormituspenger toteutetaan konsolidoitavalle maapohjalle tehtävänä tilapäisenä maapenkereenä tai kiviainesten väliaikaisena varastointina. Menetelmä soveltuu yleensä vain alle 6 m paksuille savikoille, koska paksumpien savikoiden konsolidoituminen vaatii liian pitkän ajan. Ylikuormituksen tulee vaikuttaa maapohjan vedenläpäisevyydestä ja konsolidoitavan kerroksen paksuudesta riippuen 0,5...3 vuotta (Tiehallinto 2003, s. 11).

Pystyjoituksella tarkoitetaan vahvistettavaan maakerrokseen tehtävää profiililtaan sylinterinmuotoista hiekkapystyjoitusta tai nauhamaista liuskaojitusta. Pystyjoitus on käyttökelpoinen erityisen huonosti vettä läpäisevän maapohjan, kuten paksun savikerroksen esikonsolidoimisessa, koska menetelmällä pienennetään huokosveden poistumismatkaa ja -aikaa pohjamaassa (Tiehallinto 2003, s. 11).

Pystyöjituksen ohella käytettynä ylikuormitus lisää konsolidoitumisnopeutta huomattavasti. Ylikuormitusta käyttämällä voidaan melko lyhyessä ajassa saavuttaa painuma, joka ylikuormituksen poistamisen jälkeen ei enää lisäännä. Pystyöjitusta käyttämällä pyritään yleensä siihen, että konsolidaatiopainuminen saataisiin tapahtumaan 1...2 vuoden aikana 80...85 % tasolle (Tiehallinto 2003, s. 12).

Esikuormitusta suunniteltaessa on selvitettävä vähintään seuraavat pohjasuhdetekijät:

- pehmeän kerrostuman paksuus ja maan kerrosrajat (vastuskairaukset: paino-, puristin- tai CPTu-kairaukset)
- maapohjan leikkauslujuus (siipikairaus)
- kokoonpuristuvuusominaisuudet (häiriintymätön näytteenotto)

Ylipenkereen rakentaminen pehmeiköllä saattaa aiheuttaa pohjamaan liikkeitä penkereen sivuilla. Tämä tapahtuu varsinkin silloin, kun ylikuormitus on liian suuri ja maan kantokyky ylittyy (Tiehallinto 2003, s. 11).

Yleisesti ottaen esikuormittaminen on edullinen pohjanvahvistustapa. Esikuormituspenkereen kustannuksiin vaikuttaa saatavissa olevat pengermassat. Pystyöjakenttää suunniteltaessa merkittävin kustannustekijä on pystyöjaväli. Ojavälin kasvattaminen kymmenellä sentillä pienentää ojien yhteismäärää jopa 20 %, jolloin kuitenkin esikuormitusaika kasvaa (Tiehallinto 2003, s. 12).

2.1.4 Keventäminen

Keventeiden avulla pienennetään maapohjaan kohdistuvaa kuormitusta. Kuormitusta keventämällä voidaan parantaa maapohjan stabiliteettia ja pienentää painumia. Kevennot ovat yleensä myös tehokkaita lämmöneristeitä. Tämä mahdollistaa rakennekerrosten ohentamisen routimisen puolesta (Tiehallinto 2003, s. 14).

Kevytsooralla tehty kevennys sopii käytettäväksi erityisesti seuraavissa kohteissa:

- siirtymärakenteet
- ojien tms. ylitykset

- olemassa olevien penkereiden leventäminen
- sivukaltevassa maastossa sijaitsevat penkereet
- syvät pehmeiköt

Muita kevennysmateriaaleja ovat:

- EPS eli expanded polystyren
- EPS-kevytbetoni
- Teollisuuden sivutuotteet esim. tuhkat, auton renkaat jne.

Tiepenkereen laajuudesta ja pohjaolosuhteista riippuen voidaan keventäminen suorittaa joko osittaisena tai kokonaiskevennyksenä. Osittaiskevennyksessä maapohjalle tuleva kuormitus kasvaa ja painumia sallitaan. Kokonaiskevennyksessä maapohjan kuormitus ei kasva (Tiehallinto 2003, s. 14).

Tärkeimmät selvitettävät pohjasuhdetekijät kevennystä suunniteltaessa ovat:

- pehmeikön syvyys ja maapohjan kerrosrajojen (vastuskairaukset)
- maapohjan leikkauslujuus (siipikairaus)
- kokoonpuristuvuusominaisuudet (häiriintymätön näytteenotto)
- pohjavesipinta ja sen vaihtelut (pohjavesiputki)

Kevennystä käytettäessä merkittävimmät kustannukset syntyvät materiaalien valmistuksesta (kevytsora ja EPS) sekä kuljetuskustannuksista (Tiehallinto 2003, s. 14).

2.1.5 Massanvaihto

Massanvaihdossa kaivamalla pehmeät maakerrokset (turve, savi, lieju) kaivetaan pois kovaan pohjaan tai määräsyvyyteen saakka ja korvataan paremmin kantavilla täyttömassoilla. Menetelmän käyttöä rajoittavat lähinnä kaivannon vakavuuteen liittyvät tekijät. Yleensä kaivussyvyys on luokkaa 4 m, mutta pitkäpuomikoneilla voidaan päästä 6...7 m kaivussyvyys (Tiehallinto 2003, s. 17).

Menetelmä soveltuu hyvin matalille savipehmeiköille ja soille, joissa kova tai riittävän kantava pohja on välittömästi turpeen alla. Massanvaihtoa kaivamalla voidaan yleensä käyttää myös herkästi vaurioituvien rakenteiden läheisyydessä (Tiehallinto 2003, s. 17).

Osittaisessa massanvaihdossa täytyy huomioida, että massanvaihdon seurauksena alapuolisen maan kuormitus kasvaa ja maapohja tulee painumaan. Mikäli massanvaihdon läpi joudutaan paaluttamaan, täytyy täyttömateriaali valita riittävän hienorakeiseksi (Tiehallinto 2003, s. 17).

Massanvaihdossa pengertämällä pehmeikön syvyys on yleensä niin suuri, ettei massanvaihto kaivamalla onnistu. Pohjaantäyttöjen syvyydet ovat yleensä 4...13 m, mutta jopa 18 m syvyisiä pohjaantäyttöjä on tehty. Jotta syrjäyttäminen onnistuisi, pohjamaan on oltava riittävän pehmeää savea tai liejua. Penkereen painumista voidaan vaikeissa tapauksissa helpottaa räjäytyksin (Tiehallinto 2003, s. 17).

Massanvaihdon suunnittelu vaatii pohjamaasta seuraavia lähtötietoja:

- pehmeikön syvyys (vastuskairaukset)
- maan leikkauslujuus (siipikairaus)

Massanvaihtotöistä aiheutuvia ympäristövaikutuksia ovat työnaikainen pöly ja vesien sameutuminen, maanotosta aiheutuvat työnaikaiset ja pysyvät vaikutukset, ympäristön liikkeet ja sen myötä mahdolliset vauriot viereisille rakenteille. Tässä suhteessa maata syrjäyttävä pohjaantäyttö on huomattavasti riskialttiimpi menetelmä ja soveltuu harvoin kaupunkimaisessa ympäristössä tehtäväksi (Tiehallinto 2003, s. 17).

Massanvaihdon kustannuksiin vaikuttaa merkittävästi täyttömassojen saatavuus. Mikäli massat joudutaan kuljettamaan kaukaa, kasvavat kohteen kustannukset voimakkaasti. Myös poiskaivettavien massojen sijoitus nostaa massanvaihdon kustannuksia, mikäli massat joudutaan kuljettamaan kaatopaikalle (Tiehallinto 2003, s. 17).

2.1.6 Syvästabilointi

Stabiloinnin tavoitteena on luoda tuleville rakenteille kantava maapohja, jonka painumat ja vakavuus pysyvät sallituissa rajoissa. Pilaristabiloinnissa pehmeisiin maakerroksiin painetun sekoittimen avulla sekoitetaan maa ja sideaine siten, että maahan muodostuu lujittuneita sylinterimäisiä pilareita (Tiehallinto 2003, s. 19).

Sideaineena käytetään Suomessa pääsääntöisesti kalkkia ja sementtiä, joita voidaan käyttää yksinään tai yhdessä. Näiden sideaineiden lisäksi käytetään erilaisia teollisuuden sivutuotteita (Tiehallinto 2003, s. 19).

Pohjoismaisissa syvästabilointilaitteissa sideaine syötetään maahan yleensä jauhemaisena ilmanpaineen avulla, joskin myös Japanissa yleistä märkämenetelmää on kokeiltu. Stabilointityö suoritetaan erityisesti stabilointiin suunnitelluilla laitteilla, jotka ulkonäöltään muistuttavat paalutuskonetta (Tiehallinto 2003, s. 19).

Pilarihalkaisijat vaihtelevat yleensä $d = 500\text{...}800$ mm, joista yleisin on $d = 600$ mm. Suomessa nykyisin käytössä olevilla laitteilla päästään 15...25 m syvyyteen (Tiehallinto 2003, s. 19).

Massastabiloinnissa sideaine sekoitetaan stabiloitavaan maamassaan ja lopputuloksena syntyy sideaineen ja maamassan muodostama lujittunut blokki. Yleensä massastabiloitavat kohteet ovat turve, lieju- tai savikerroksia. Massastabiloinnin sekoitinlaitteisto kiinnitetään normaaliin kaivinkoneeseen (Tiehallinto 2003, s. 19).

Massastabilointia hyväksikäyttämällä voidaan vähentää merkittävästi rakennuskohteessa tarvittavien luonnonkiviainesten määrää sekä minimoida kohteessa syntyvien ylijäämämassojen määrää. Massastabilointi kilpailee matalilla pehmeiköillä massanvaihdon kanssa varsinkin silloin, kun korvaavia maa-aineksia on vaikea saada. Massastabiloinnin kustannuksiin vaikuttaa voimakkaasti sideaineen menekki ja stabiloitavan kerroksen paksuus sekä maalaji (Tiehallinto 2003, s. 19).

Stabiloinnin suunnittelua varten tarvitaan pehmeiköstä tavanomaista tarkemmat pohjasuhdetiedot seuraavasti (suluissa tutkimusmenetelmä):

- pehmeikön syvyys ja maakerrosrajat (vastuskairaukset)
- maan leikkauslujuus (siipikairaus)
- maakerrosten indeksiominaisuudet ja arvio maakerrosten stabiloituvuudesta (häiriintyneet näytteet)
- kokoonpuristuvuusominaisuudet (häiriintymättömät näytteet)
- pohjaveden pinta ja sen vaihtelut (pohjavesiputki)

Stabilointi on hyvin vähän ympäristöä häiritsevä pohjavahvistusmenetelmä. Se ei juurikaan aiheuta ympäristöön leviävää tärinää kuten esim. paalutus (Tiehallinto 2003, s. 19).

Pilaroinnin hinta riippuu kohteen suuruudesta ja käytetystä pilarihalkaisijasta. Sideainekustannusten osuus kokonaiskustannuksista on noin 20...40 %. Massastabiloinnin kustannuksiin vaikuttaa voimakkaasti sideaineen menekki ja stabiloitavan kerroksen paksuus sekä maalaji. Turvetta stabiloitaessa sideainemenekki on huomattavasti suurempi kuin savipitoisia maapohjia stabiloitaessa (Tiehallinto 2003, s. 19).

Suihkuinjektointi (suihkupaalutus) on menetelmä, jossa korkeapaineisella suihkulla leikataan ja osittain syrjäytetään maakerros, johon suihku on suunnattu ja johon sementtisuspensio sekoitetaan. Suihkutus tehdään maahan porattujen tankojen kärkiosassa sijaitsevien suuttimien kautta. Pyörittämällä ja nostamalla suihkua saadaan aikaiseksi maabetonilieriö, jossa maa-aines toimii runkoaineena ja sementtisuspensio sitovana ainesosana. Muodostuvaa kappaletta voidaan pitää raudoittamattomana betonirakenteena. Suihkupaalun läpimitta on tyypillisesti 600...2000 mm (Tiehallinto 2003, s. 19).

Suihkupaalutuksen vanhoille rakenteille aiheuttama tärinä on vähäistä ja suihkupaalutus voidaan tehdä ahtaissa tiloissa (Tiehallinto 2003, s. 19).

2.1.7 Pengerpaalutus

Pengerpaalutus on järeä ja raskas pohjanvahvistusmenetelmä tiepenkereen perustamiseksi, ja sitä käytetään, kun rakenteen tulee olla painumaton tai pengerkorkeus on hyvin suuri (Tiehallinto 2003, s. 21). Yleisimmät käyttökohteet ovat:

- pehmeikölle rakennettavien penkereiden pohjanvahvistus
- siltojen tulopenkereiden pohjanvahvistus
- paalutettujen maatumien ja rakenteiden suojapaalutus
- painumattomien rakenteiden siirtymäpaalutus
- sillan etuluiskan ja keilan pohjanvahvistus

Tavallisimmat paalukoot ovat $250 \times 250 \text{ mm}^2$ ja $300 \times 300 \text{ mm}^2$ teräsbetoniset lyöntipaalut (Tiehallinto 2003, s. 21).

Paalutusta varten tarvittavien lähtötietojen määrä vaihtelee käytetystä paalutyypistä riippuen. Tukipaaluja käytettäessä kairaukset ulotetaan kalliopintaan tai kiinteään maakerrokseen ja selvitetään sekä läpäistävien maakerrosten että pohjakerrosten pääpiirteinen rakenne. Kitkapaaluja käytettäessä selvitetään maakerrosrajat ja kerrosten ominaisuudet (Tiehallinto 2003, s. 21).

Negatiivisen vaippahankauksen huomioon ottaminen paalutusta suunniteltaessa on tärkeä paalujen mitoittamiseen liittyvä seikka (Tiehallinto 2003, s. 21).

Paalujen geotekninen kantavuus riippuu käytetystä paalutyypistä. Teräsbetonipaaluja käytettäessä tukipaalun geotekninen kantavuus vaihtelee 7...9 MPa. Kantavuutta määritettäessä on otettava huomioon pohjasuhteiden vaikutus, paalun rakenteellinen kantavuus, sekä lyhyiden paalujen aiheuttama kantavuuden muutos (Tiehallinto 2003, s. 21).

Kitkapaalun geotekninen kantavuus määritetään tapauskohtaisesti paikalliset olosuhteet huomioon ottaen (Tiehallinto 2003, s. 21).

Paaluhattujen tai pengerlaatan korkeustaso määritetään siten, ettei maapohja hattujen alla pääse routimaan. Paaluhattujen yläpuolella suositellaan käytettäväksi geovahvisteita penkereen holvaantumisen varmistamiseksi (Tiehallinto 2003, s. 21).

Paalujen lyönti aiheuttaa maanpinnan nousua ja sivusiirtymiä paalun vieressä sekä maan painumista enintään paalun pituuden levyisellä alueella. Paalutustyö aiheuttaa ympäristöönsä tärinää ja melua. Täten vaurioherkässä ympäristössä tulee tehdä koepaalutuksia sekä valvoa tärinätasoa (Tiehallinto 2003, s. 21).

Pengerpaalutuksen kustannuksiin vaikuttaa käytetty paalutyyppi, pehmeikön syvyys eli paalupituus sekä pengerlaatan tai paaluhattun aiheuttamat kustannukset (Tiehallinto 2003, s. 21).

2.1.8 Geovahvisteet

Synteettisillä geovahvisteilla tarkoitetaan synteettisistä polymeereistä jatkojalostamalla valmistettuja kudoksia, verkkoja ja liuskoja. Geovahvisteet voivat olla myös teräksestä valmistettuja verkkoja, liuskoja tai profiililevyjä (Tiehallinto 2003, s. 16).

Geovahvisteet voidaan jaotella karkeasti kolmi-, kaksi- ja yksiulotteisiin vahvisteisiin. Kolmiulotteisia ovat erilaiset valmiit geosellit. Tyypillisiä kaksiulotteisia vahvisteita ovat kudokset ja verkot. Yksiulotteisia vahvisteita ovat vetoelementteinä toimivat nauhat ja liuskat (Tiehallinto 2003, s. 16).

Vahvistamalla maa geovahvisteella voidaan kasvattaa maan kantavuutta ja parantaa rakenteen lujuutta. Vahviste ottaa vastaan rakenteessa syntyviä jännityksiä, tasoittaa niitä ja siirtää ne laajemmalle alueelle (Tiehallinto 2003, s. 16).

Geovahvisterakenteen pohjatutkimuksilla selvitetään:

- pehmeikön syvyys ja kerrosrajat (vastuskairaukset)
- maakerrosten luokitusominaisuudet (häiriintyneet näytteet)

- pohjavedenpinnan korkeusvaihtelut ja pohjamaan huokosvedenpaine (pohjavesiputki)
- leikkauslujuus (siipikairaus)
- kokoonpuristuvuus, tehokkaat lujuusparametrit (häiriintymätön näyte)

Vahvistetun rakenteen suunnittelun edellyttämiä erityisiä pohjasuhdetietoja ovat maan happamuus (pH) sekä maassa mahdollisesti olevat kemialliset aineet ja bakteerit. Myös kohteessa käytettyjen muiden pohjanvahvistusmenetelmien (esim. stabilointi) vaikutus maaperän ominaisuuksiin on otettava huomioon (Tiehallinto 2003, s. 16).

Mitoituksessa tarkastellaan vahvistetun rakenteen ulkoista ja sisäistä stabiliteettia sekä pehmeikölle perustettavan penkereen tapauksessa muodonmuutoksia (Tiehallinto 2003, s. 16).

Vahvistemateriaalit joutuvat maarakenteissa alttiiksi ympäristötekijöille, jotka saattavat vaikuttaa haitallisesti vahvisteiden ominaisuuksiin. Tämän vuoksi vahvisteella täytyy olla riittävä kestävyys ainakin seuraavien ominaisuuksien osalta:

- kemiallinen kestävyys
- mikro-organismien ja bakteerien vastustuskyky
- termien kestävyys (lämpö ja routa)
- auringonvalon kestävyys

2.1.9 Maapohjan tiivistäminen

Pudotustiivistys on mekaanisen iskuenergian käyttöön perustuva syvätiivistysmenetelmä. Tässä menetelmässä kone nostaa 80...2000 kN järkäleen tietylle korkeudelle maanpinnasta ja järkäleen annetaan pudota vapaasti pudotustiivistyssuunnitelman mukaisesti. Pudotustiivistyksen vaikutus ulottuu 10...30 m syvyyteen. Pudotustiivistys soveltuu louhe-, sora-, hiekka- ja silttikerrosten tiivistämiseen (Tiehallinto 2003, s. 16).

Tiivistyspaalutus perustuu maahan lyötävien usein kartiomaisten paalujen maata syrjäyttävään ja siten ympäröiviä maakerroksia tiivistävään vaikutukseen. Paalut joiden pituus on 1,5...6 m lyödään 0,5...1 m välein, vedetään sitten ylös ja syntyneisiin reikiin juntaan soraa tai hiekkaa. Tiivistyspaalutusta on käytetty paksujen ja löyhien kitkamaakerosten tiivistämisessä (Tiehallinto 2003, s. 16).

Täryhuuhtelu on maapohjan tiivistämistä suurella sauvatäryttimellä, joka upotetaan maahan täryttimen oman painon, tärytyksen ja vesihuuhtelun avulla. Kitkamaalajien täryhuuhtelu toteutetaan ns. tärytiivistyksenä, kun taas koheesiomaalajeissa täryhuuhtelua on syytä soveltaa ns. tärytättönä (Tiehallinto 2003, s. 16):

- Tärytiivistyksessä annetaan täryttimen vajota maahan oman painon ja tärytyksen vaikutuksesta. Kun haluttu käsittelysyvyys on saavutettu, syntynyt reikä täytetään sora- tai hiekkatäytteellä ja samanaikaisesti nostetaan ja lasketaan tärytintä sekä säädellään huuhteluveden virtausta halutun tiiviiden saamiseksi (Tiehallinto 2003, s. 16).
- Tärytättö tarkoittaa sora- tai kivipilarien tekemistä täryhuuhtelulaitteella joko vesihuuhtelulla tai laitteella aikaansaataavaa ylipainetta käyttäen. Alueen kuivanapitosyistä koheesiomaahan tehtävän reiän huuhtelussa syntyvä liete on pumpattava pois työalueelta. Reikä täytetään pätkittäin soralla, murskeella tai kivillä tärytintä samanaikaisesti pystysuunnassa liikuttaen. Tärytättön seurauksena saadaan läpimitaltaan 0,6...1,1 m sorapilari (Tiehallinto 2003, s. 16).

2.1.10 Menetelmien yhteiskäyttö

Pohjavahvistusmenetelmien yhteiskäytöllä voidaan hyödyntää valittujen menetelmien hyviä ominaisuuksia siten, että kustannussäästö käytettäessä useampia menetelmiä on suurempi kuin vain yhden menetelmän tapauksessa (Tiehallinto 2003, s. 23).

Massa- ja pilaristabilointia voidaan käyttää yhdessä pohjavahvistusmenetelmänä tapauksessa, jossa turve tai liejukerroksen alapuolella on pehmeä savikko. Massastabiloinnin

käyttö rajoittuu 3...5 m paksun kerroksen stabilointiin, jonka alle tehdään pilarit ennen massastabilointia. Pintakerroksen massastabiloinnilla saadaan lisäksi kunnallistekniikalle homogeeninen pohja, jonka varaan on helppo rakentaa. Lisäksi massastabilointi varmistaa penkereen holvaantumisen pilareille (Tiehallinto 2003, s. 23).

Stabilointia ja kevennystä voidaan käyttää pohjavahvistusmenetelmänä myös yhdessä. Erityisesti näitä menetelmiä käytetään yhdessä korkeiden penkereiden ja paksujen täytöjen yhteydessä. Käyttämällä keventeitä saadaan penkereestä aiheutuva kuorma normaalia rakennetta pienemmäksi. Tämä vaikuttaa suoranaisesti pilaristabiloinnin pilariväliin, joka puolestaan tarkoittaa kustannussäästöä. Pilariväliä ei kuitenkaan voida kasvat-
taa rajattomasti, sillä penkereen holvautuminen pilareille on otettava huomioon (Tiehallinto 2003, s. 23).

Geovahvisteita stabiloinnin yhteydessä käyttämällä voidaan stabiloinnin pilariväliä kasvattaa penkereen pilareille holvautumisen kannalta. Geovahvisteet ottavat vastaan pilareiden välissä olevien pengerosien painoa sekä tehostavat penkereen holvautumista. Eri-
tyisesti matalilla penkereillä voidaan vahvisteiden holvaantumista parantavaa vaikutusta käyttää hyväksi (Tiehallinto 2003, s. 23).

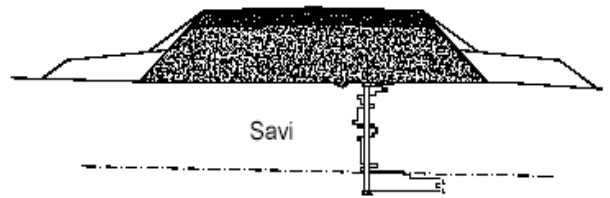
Paalujen varaan perustettujen penkereiden tukemiseen voidaan käyttää myös geovahvisteita. Geovahviste kannattaa paalujen välissä olevien pengerosien painoa ja parantaa penkereen reunaosien vakavuutta. Geovahviste ottaa vastaan penkereen vaakasuoran maanpaineen, joten vinoja paaluja ei tarvita (Tiehallinto 2003, s. 23).

2.2 Menetelmien soveltuvuus eri kohteisiin

Pohjanvahvistusmenetelmän valinta vaikuttaa kohteen kustannuksiin, toteutettavuuteen ja aikatauluun. Tässä kohdassa on esitetty menetelmien etuja ja haittoja sekä vertailtu menetelmien ominaisuuksia Kopler-projektissa kehitettyyn paalutettuun teräsverkko-
penkereeseen. Kuvissa 2.1-2.5 on esitetty kilpailevien pohjanvahvistusmenetelmien toimintaperiaatteita.

Esikuormituspenger:

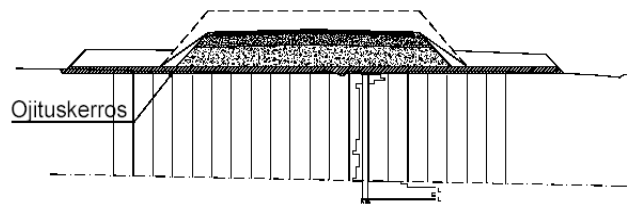
- + yleensä halvin vaihtoehto
- + lyhyt rakennusaika
- ei sovellu alueille, joilla on painuvia putkijohtoja
- painumisen vuoksi korjausvaikutus lyhytaikainen ja aiheuttaa edelleen jatkuvaa käyttöhaittaa sekä vaatii kunnossapitoa
- korjaus uusittava muutaman vuoden kuluttua



Kuva 2.1. Esikuormituspenger.

Pystyjoitus ja esikuormituspenger:

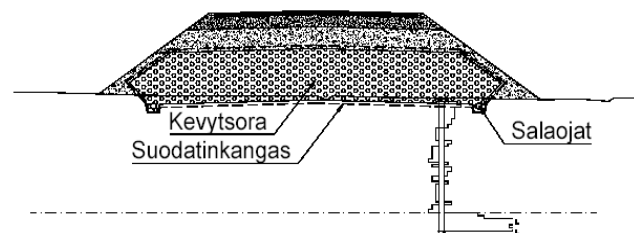
- + kustannuksiltaan kohtuullinen
- pitkä rakennusaika
- mitoitus usein epätarkkaa parametrien määrittämisvaikeuksien vuoksi
- ei sovellu alueille, joilla on painuvia putkijohtoja
- saattaa vaatia korjaustoimenpiteitä jälkipainumien vuoksi myöhemmin



Kuva 2.2. Pystyjoitus

Keventeet:

- + kustannuksiltaan kohtuullinen
- + toimii samanaikaisesti myös routaeristeenä
- + lyhyt rakennusaika
- + helppo mitoittaa, vaikka parametrit olisivat puutteellisia



Kuva 2.3. Kevennys.

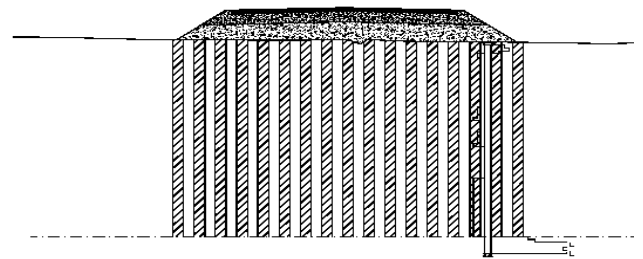
- + lähes painumaton (mitoituksesta riippuen)
- edellyttää lähes aina kaivua sekä kaivumassojen siirtoa/kuljetusta
- joudutaan mahdollisesti työskentelemään pohjavedenpinnan alapuolella
- valmis kevennys vaatii toimiakseen tehokkaan kuivatuksen
- syvien kevennysten kuivatus viettöviemäröinnillä usein vaikeaa
- saattaa vaatia kaivussyvyyden takia putkijohtojen siirron

Stabilointi:

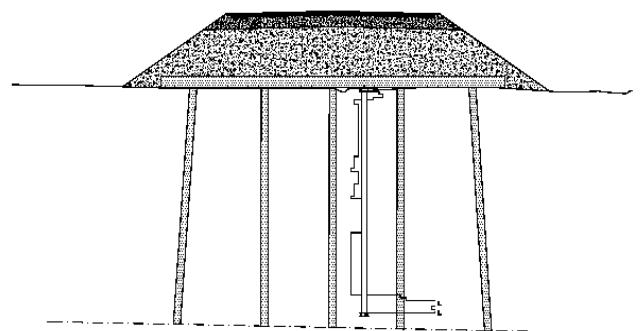
- + soveltuu laajoihin kohteisiin
- + painumaton (mitoituksesta riippuen)
- melko kallis
- pitkätkö rakentamisaika
- putkijohdot vaikeuttavat työtä

Paalutus:

- + täysin painumaton
- + lyhyehkö rakentamisaika
- erittäin kallis
- pengertäytteen holvaantumisvaatimuksen ja paaluhattujen paksuuden takia rakennepaksuus muodostuu suureksi (>2,0m)



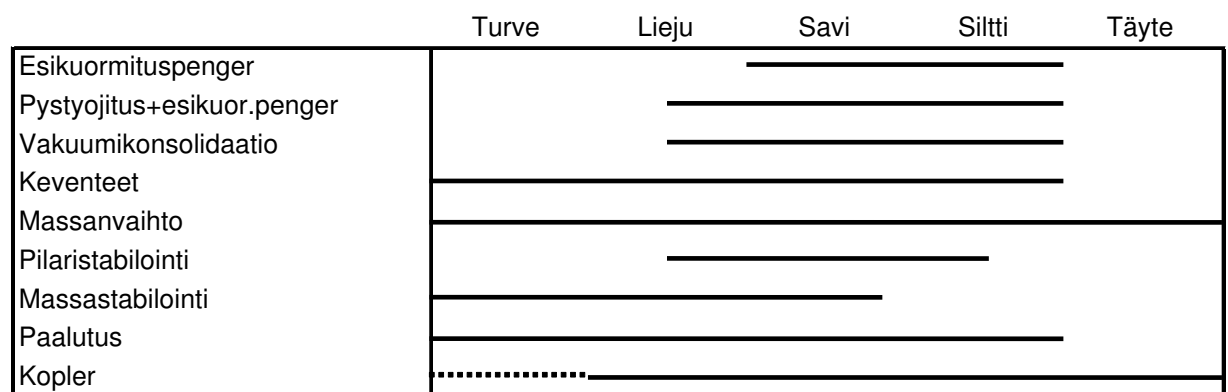
Kuva 2.4. Pilaristabilointi.



Kuva 2.5. Paalulaattarakenne

- edellyttää lähes aina kaivua sekä kaivumassojen siirtoa/kuljetusta
- joudutaan mahdollisesti työskentelemään pohjavedenpinnan alapuolella
- saattaa vaatia kaivussyvyyden takia putkijohtojen siirron

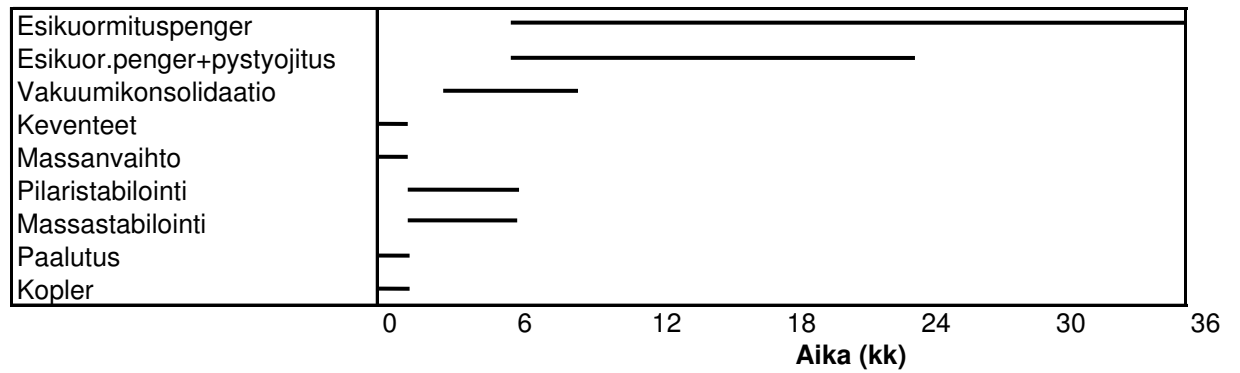
Kuvassa 2.6 on verrattu eri pohjanvahvistusmenetelmien soveltuvuutta maalajityypeittäin. Kuvassa 2.7 on arvioitu painumien suuruutta eri pohjanvahvistusmenetelmillä. Kuvassa 2.8 on arvioitu pohjanvahvistusmenetelmän rakentamiseen vaadittua aikaa. Kuvassa 2.9 on arvioitu pohjanvahvistusmenetelmien yksikkökustannuksia m² kohden.



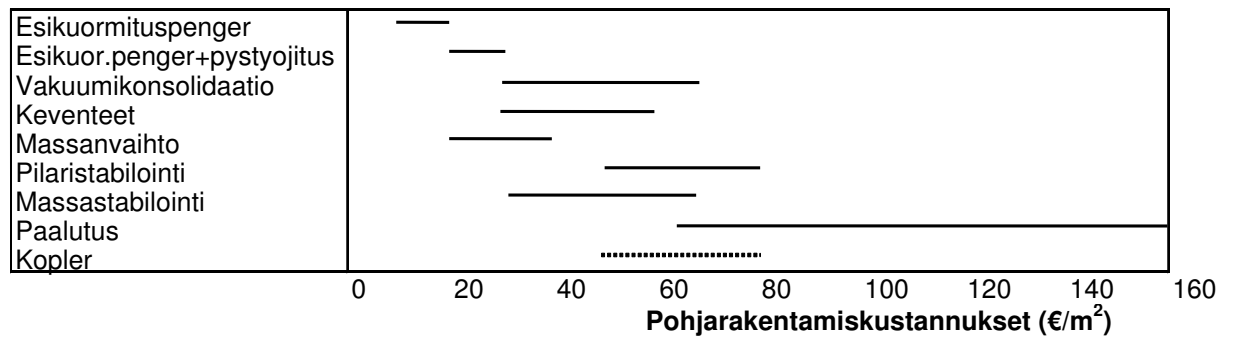
Kuva 2.6. Pohjarakentamismenetelmien käyttöalueet.



Kuva 2.7. Painumat eri pohjarakentamismenetelmillä



Kuva 2.8. Pohjarakentamismenetelmien vaatima tyypillinen aika ennen kuin varsinainen rakentaminen voidaan aloittaa.



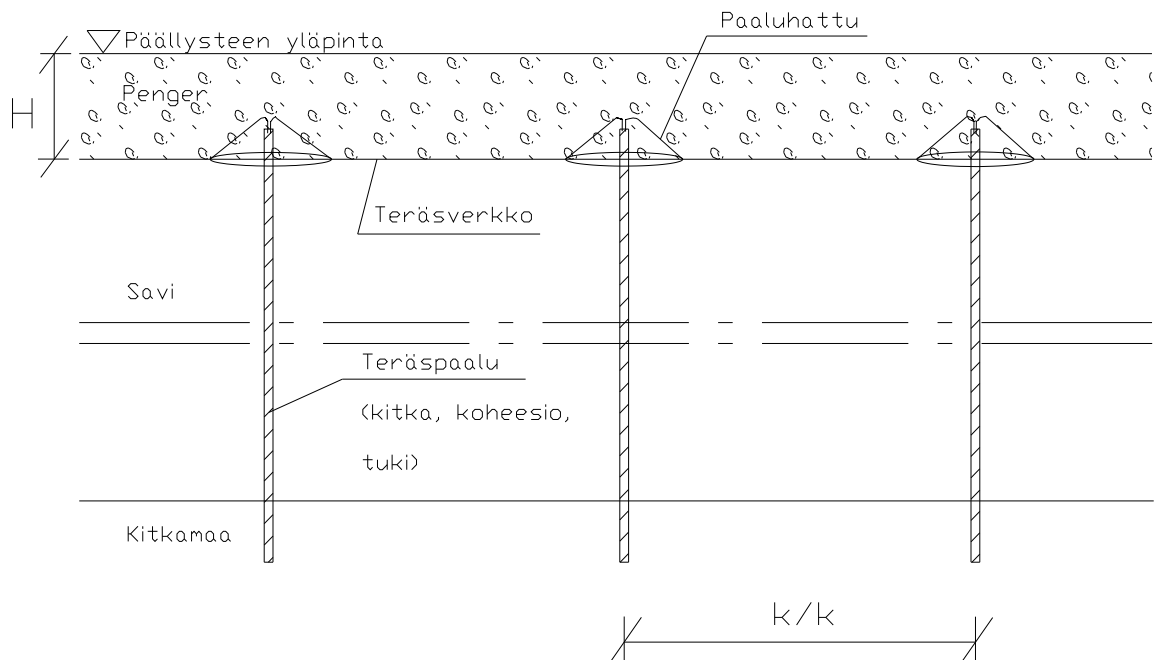
Kuva 2.9. Tyypilliset yksikkökustannukset eri pohjarakentamismenetelmillä

3. Paalulaatta- ja paaluhatturakenteiden mitoitus

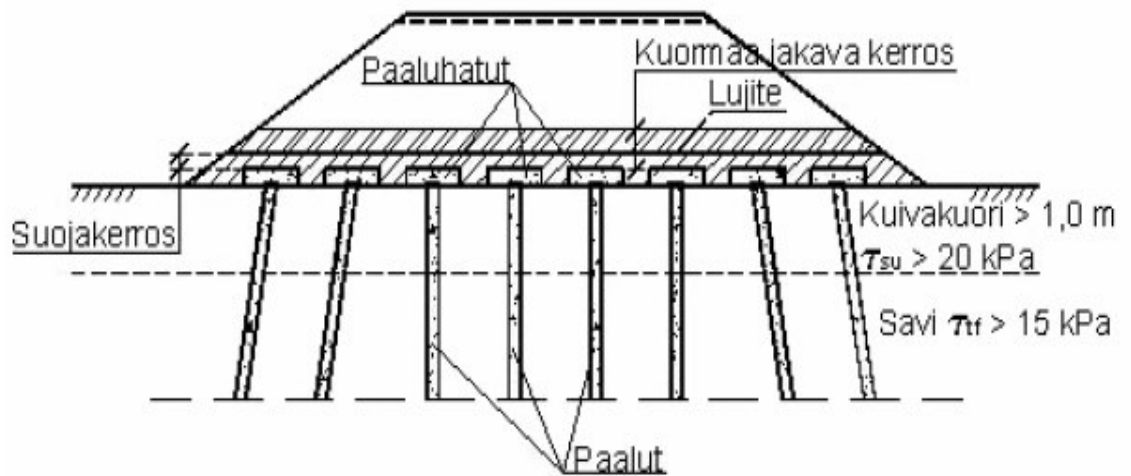
3.1 Paalulaatta- ja paaluhatturakennetyyppejä

Paalutettu teräsverkkopenger vastaa käyttötarkoitukseltaan eniten geovahvistettua paaluhatturakennetta tai paalulaattarakennetta, jossa teräsbetoninen laatta on korvattu teräsverkoilla. Verkkokentän päälle tuleva kuorma johdetaan erillistä paaluhatturakennetta pitkin paaluille. Paalutetun teräsverkkopenkereen periaate on esitetty kuvassa 3.1.

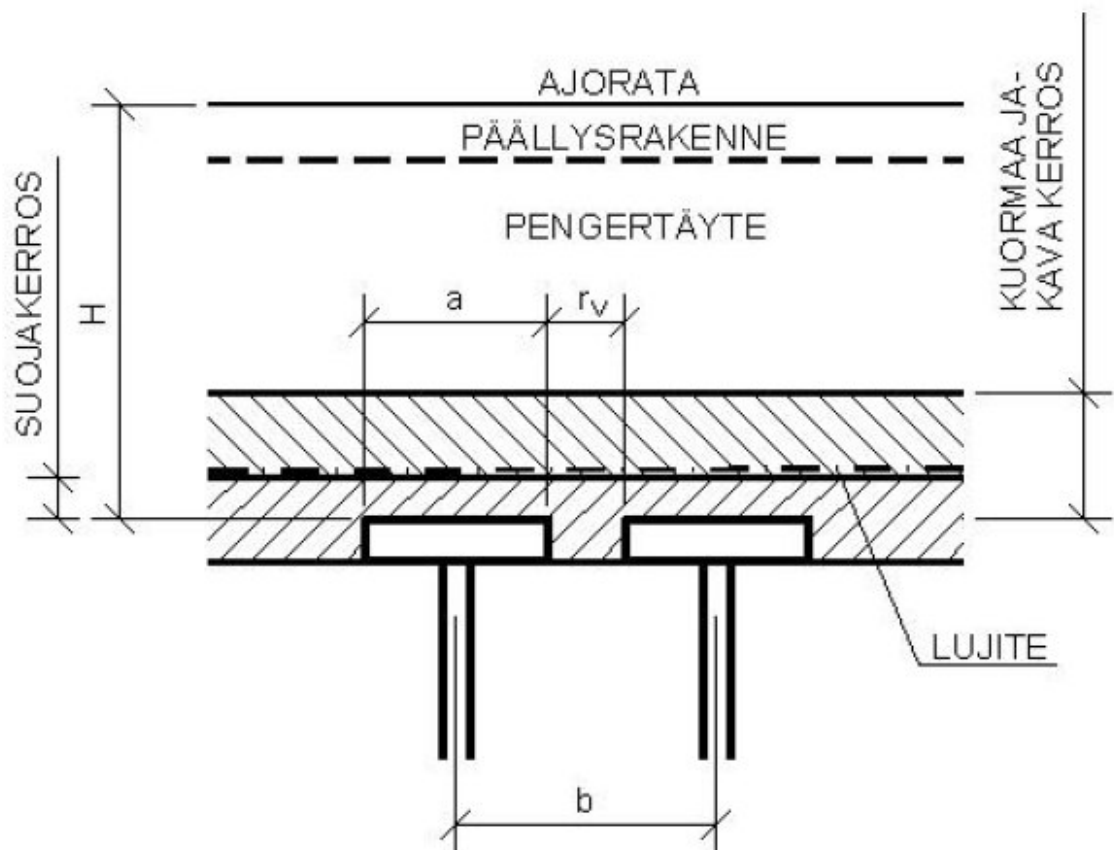
Paaluhatturakenne on erillisten paaluilla perustettujen paaluhattujen muodostama rakenne. Paaluhatturakenne muodostuu paaluhatuista ja paaluista sekä hattujen päälle ja väliin rakennettavasta kuormaa jakavasta kerroksesta, jonka alaosa toimii paaluhattujen suoja-kerroksena. Rakenteeseen voidaan lisäksi katsoa kuuluvan erilaiset lujitteet kuten suodatinkankaat ja teräksiset tai synteettiset lujiteverkot, joiden tarkoituksena on siirtää kuormitukset paaluhatuille dynaamisten, raskaiden kuormitusten alaisina (Kujala 2005, s. 16). Kuvassa 3.2 on esitetty paaluhatturakenteen toimintaperiaate ja kuvassa 3.3 paaluhattupenkereen osat.



Kuva 3.1. Paalutetun Kopler -teräsverkkopenkereen periaate.

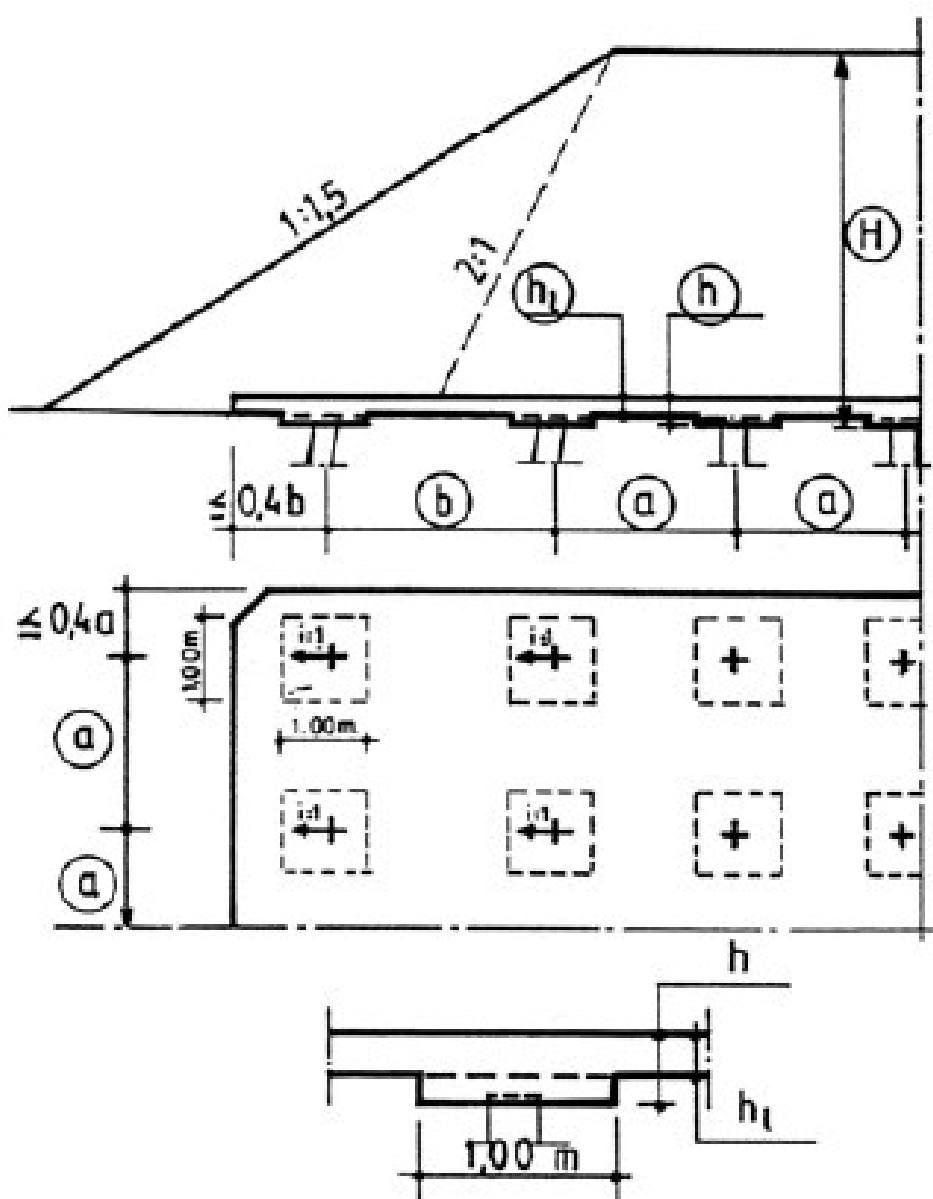


Kuva 3.2. Paaluhatturakenteen toimintaperiaate (Kujala 2005, s. 17).

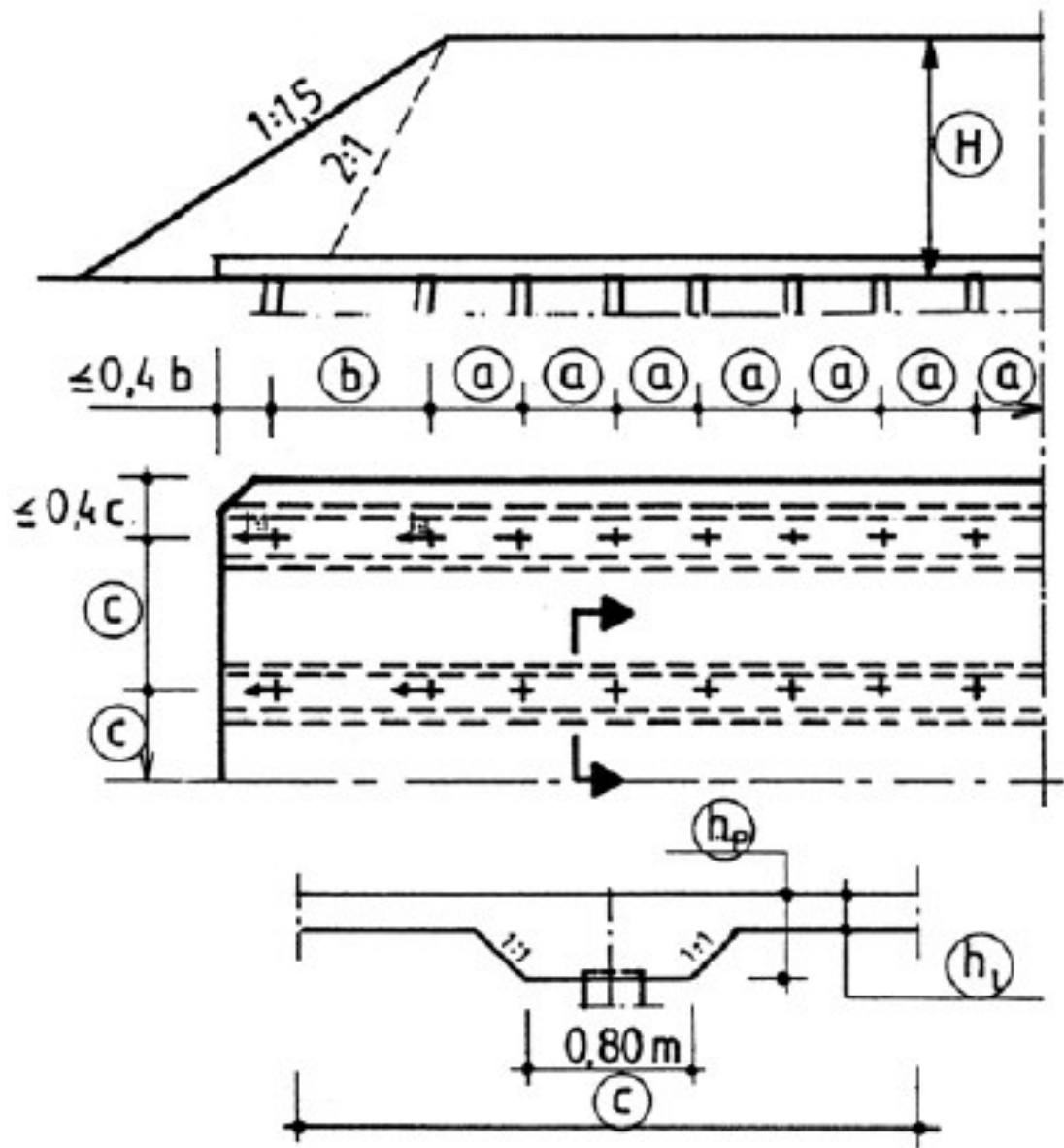


Kuva 3.3. Paaluhattupenkereen osat (Kujala 2005, s. 18).

Paalulaattarakenne on yhtenäinen paaluilla perustettu teräsbetoninen laatta, jonka päällä on kuormana maapenger. Se on painumaton rakenne maarakenteiden perustamiseen pehmeillä ja kokoonpuristuvilla maapohjilla. Paalulaattarakenne muodostuu laatasta ja paaluista sekä laatan päälle tulevasta suojakerroksesta. Tavallisimmin käytettyjä laattatyyppejä ovat tasapaksu laatta, sienilaatta ja palkkilaatta. Tasapaksu laatta voi olla leikkausraudoitettu tai leikkausraudoittamaton. Sienilaatassa välilaatta voi olla raudoitettu joko yhteen tai kahteen tasoon. Kuvissa 3.4 ja 3.5 on esitetty periaatekuvat sieni- ja palkkilaatasta. Paalulaattojen rakenne- ja laatuvaatimukset on esitetty TYLT:n osassa "Perustamis- ja vahvistamistyöt" (Tiehallinto 2001a, s. 13).



Kuva 3.4. Sienilaatta (Tiehallinto 2001a, s. 14).



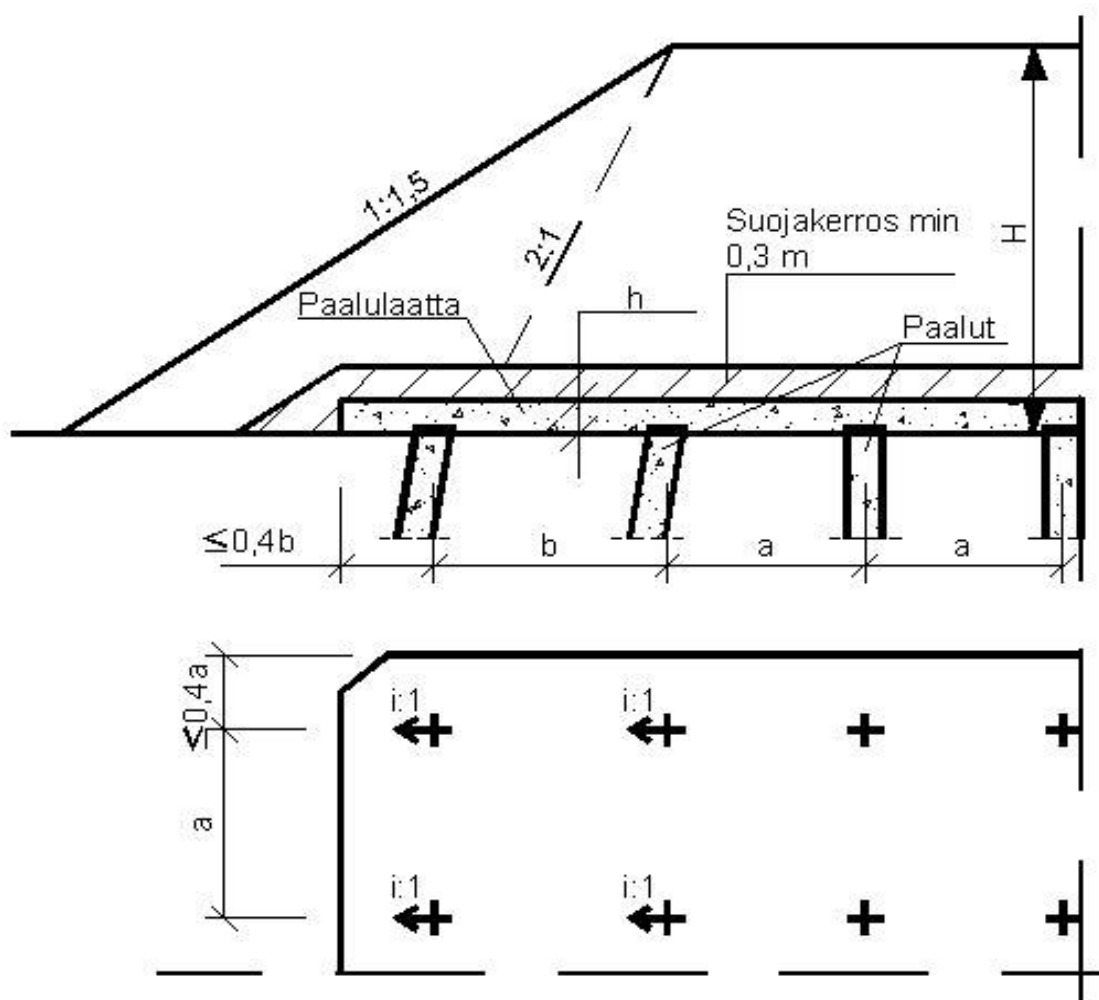
Kuva 3.5. Paalkilaatta (Tiehallinto 2001a, s. 14).

3.2 Paalulaatan suunnittelu ja mitoitus

Paalulaattarakenteiden toimintaa on tarkasteltu tässä sekä geoteknisesti että rakenteellisesti niin paalujen kuin niihin tukeutuvan paalulaatankin suhteen. Paalulaatan varaan rakennetun penkereen osalta on tarkasteltu tämän toimintaa ja merkitystä paalulaattarakenteelle aiheutuviin kuormituksiin. Lisäksi on tarkasteltu paalutustyön ja lähialueilla tehtävien toimenpiteiden kuten kaivujen tai läjitysten merkitystä rakenteen toimivuuteen (Kujala 2005, s. 7).

Lähtökohtana paalulaattarakenteiden suunnittelussa voidaan pitää paalulaattarakenteen 100 vuoden käyttöikää. Suomessa paalulaattarakenteiden historian alkuaikojen varmoista suunnitteluperiaatteista on ajan myötä tultu tilanteeseen, jossa paalulaatat eivät aina täytä betonirakenteille määrättyjä vaatimuksia. Etenkin ohuet sienilaatat voidaan katsoa herkiksi penger- ja liikennekuormien niille aiheuttamille jännityksille (Kujala 2005, s. 7).

Nykyisin sekä Tiehallinnolla että Ratahallintokeskuksella on melko uudet paalulaattoja käsittelevät suunnitteluohjeet. Kuitenkin tilanne, jossa Suomen Rakentamismääräyskoelman betonirakenteita koskevat määräykset ovat tiukentuneet, kyseenalaistaa nykyisten suunnitteluperiaatteiden toimivuuden (Kujala 2005, s. 7).



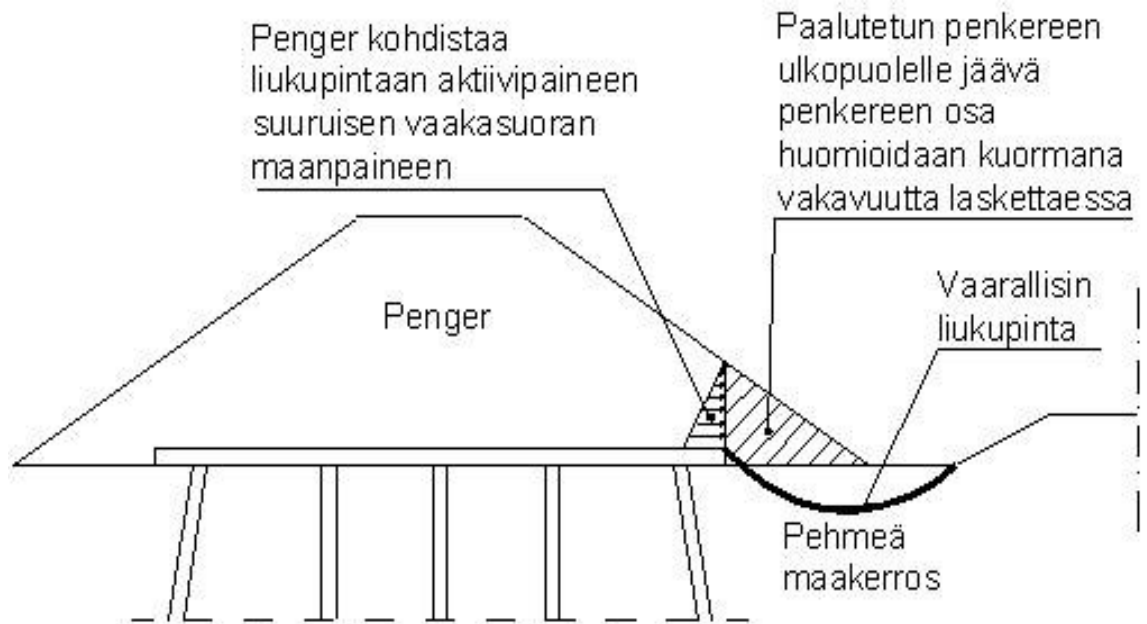
Kuva 3.6. Paalulaatan toimintaperiaate. (Kujala 2005, s.13)

Tarkasteluissa havaittiin, että esimerkkitapaukset, jotka oli suunniteltu ja rakennettu voimassa olevien suunnitteluohjeiden mukaan täyttivät rakenteelle asetetut voimassa olleiden määräysten asettamat vaatimukset niin geoteknisesti kuin rakenteellisestikin. Kohteissa, joissa suunnitelmat oli tehty vanhentuneiden suunnitteluohjeiden mukaisesti tai joissa laatta oli suunniteltu liian ohueksi, laatan sallitun halkeamaleveyden katsottiin ylittyvän. Tällöin rakenteen elinkaari voi jäädä 100 vuotta lyhyemmäksi. Vaurioituneen esimerkkitapauksen osalta arvioitiin sekä suunnittelussa että rakentamisessa tapahtuneiden virheiden johtaneen rakenteen romahtamiseen. Jos esimerkkitapausten toimivuutta arvioidaan vuonna 2005 voimaan astuneiden Suomen Rakentamismääräyskokoelman betonirakenteita koskevien määräysten salliman halkeamaleveyden perusteella, ei yhdenkään esimerkkikohteista voida katsoa täyttävän rakenteen 100 vuoden käyttöikävaatimusta (Kujala 2005, s.7). Kuvassa 3.6 on esitetty paalulaatan toimintaperiaate.

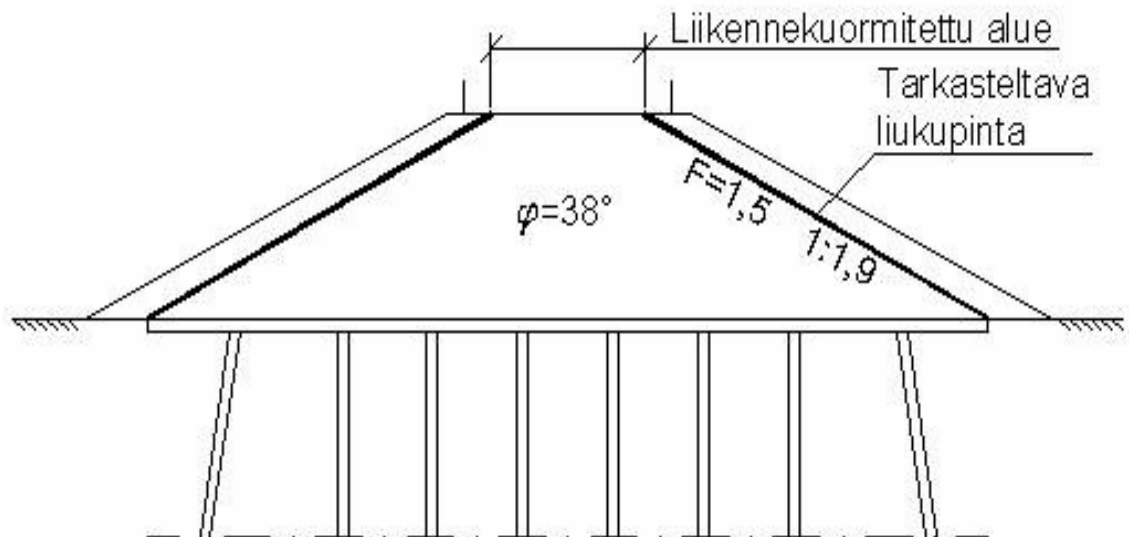
Lähdettäessä suunnittelemaan paalulaattarakennetta on luonnontilaisen maapohjan vakavuus alueellista sortumaa vastaan paalutusalueella oltava vähintään 1,8, ellei tilaaja erillisen selvityksen perusteella ole määritellyt alhaisempaa varmuuslukua. Mikäli maapohjan vakavuus ei ole riittävä, voidaan sitä parantaa erilaisin maapohjan vahvistustoimenpitein tai esimerkiksi vastapenkereellä, riittävän varmuuden saavuttamiseksi. Vastapengertä käytettäessä pitää myös vastapenkereen stabiliteetista varmistua. Varmuus vähintään 1,8 vastaa yleisesti ajateltuna maapohjan tilaa, jossa plastisia eli palautumattomia muodonmuutoksia ei tapahdu. (Kujala 2005, s. 63).

Penkereen stabiliteetti kuvaa paalulaattarakenteessa penkereen osan varmuutta liukusortumaa vastaan. Vakavuutta mitoitettaessa pitää paalutetun penkereen ulkopuolelle jäävän penkereen osan kokonaisvarmuus liukusortumaa vastaan olla vähintään 1,8. Tilannetta on havainnollistettu kuvassa 3.7 (Kujala 2005, s. 65).

Paalulaatan leveys pitää valita siten, että penkereen liikenteelle varattu osuus pysyy riittävällä varmuudella paalulaatan päällä. Varmuutta laskettaessa huomioidaan ainoastaan penkereen ominaisuudet, sillä liikennekuorman vaikutus paalulaatan reunalla on hyvin pieni. Kokonaisvarmuutta liukumista vastaan on tarkasteltava tässä tapauksessa taso-liukupinnalla. Tarkastelun periaate on esitetty kuvassa 3.8 (Kujala 2005, s. 66).



Kuva 3.7. Periaate paalutetun penkereen ulkopuolelle jäävän penkereen osan vakavuuden laskemiseen (Kujala 2005, s. 65).



Kuva 3.8. Periaate penkereen liikenteelle varatun osuuden stabiileetin laskemiseen paalulaattarakenteissa (Kujala 2005, s. 66).

Penkereen liikenteelle varatun osan stabiileetti määräytyy paalulaattarakenteessa pelkästään pengermateriaalin kitkakulman ja luiskan kaltevuuskulman mukaan, sillä penger voidaan yleensä olettaa kuivatetuksi, eikä penkereessä tällöin vaikuta veden huokospainetta. Varmuus voidaan tällöin laskea kaavan 3.1 mukaan.

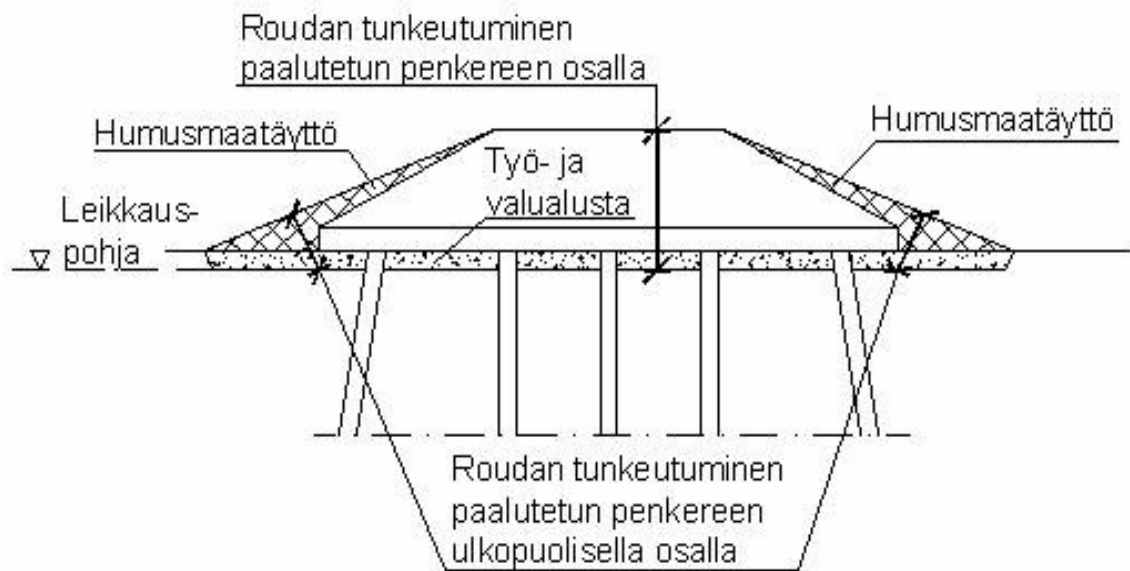
$$F = \frac{\tan \varphi}{\tan \beta} \quad (3.1)$$

, missä

φ on tiivistetyn pengermateriaalin kitkakulma ja
 β tarkasteltavan luiskan kaltevuuskulma.

Valualustan painuma ei saa betonin sitoutumisaikana ylittää 5 mm (Kujala 2005, s. 67). Paalulaattojen ja paaluhatturakenteiden suunnitteluohjeen mukaan paalulaattarakenteen routamitoitus tehdään kerran 20 vuodessa toistuvan pakkasmäärän mukaan. Roudan mitoitussyvyys määritellään syvyytenä tien pinnasta leikkauspohjaan. Routamitoitus tehdään ilman lumen suojaavaa vaikutusta. Näin menetellään myös pengerluiskien osalta. Paalulaattarakenteen routamitoitus kerran 20 vuodessa toistuvan pakkasmäärän mukaan voidaan katsoa riittäväksi, sillä paalulaattarakenne ei ole massiivisuudestaan johtuen kovinkaan arka roudan aiheuttamille liikkeille. Koska laatan routamitoitus pitää suorittaa myös pengerluiskien osalta, on routamitoitus tehtävä luiskan kaltevuus huomioiden sekä pysty- että vaakasuunnassa. Roudan syvyys penkereessä on esitetty kuvassa 3.9 (Kujala 2005, s. 69).

Varsinaisten laatasta vaikuttavien voimasuureiden ratkaiseminen vaatii yleensä laskentaohjelmien käyttöä. Yleisimmin käytössä olevat menetelmät ovat elementtimenetelmä (FEM), arinamalli sekä differenssimenetelmä. Laskentaohjelmilla saadut voimasuureet eivät saa ylittää laatan rakenteellista kestävyyttä läpileikkautumisen, taivutuksen tai halkeilun suhteen. Tietokonelaskentojen oikeellisuus pitää aina tarkastaa käsinlaskennalla. Käsinlaskentaa voidaan lisäksi käyttää rakennushankkeen tarjousvaiheen suunnittelussa paalulaatan betoni- ja raudoitemenekkien likimääräiseen ratkaisemiseen (Kujala 2005, s. 69).



Kuva 3.9. Roudan tunkeutuminen penkereessä ja luiskissa (Kujala 2005, s. 69).

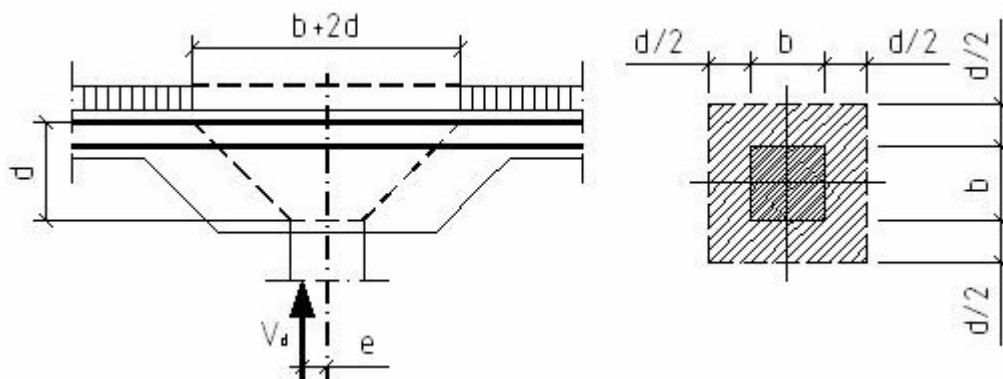
Suomen betoniyhdistyksen julkaisun: Betoninormit 2004, mukaan ympäristöolosuhteiden mukaisen rasitusluokan XC2, johon paalulaattarakenteetkin normaalisti kuuluvat, määritelmä on seuraava: Pitkiä aikoja veden kanssa kosketuksissa olevat rakenteiden osat (useimmat perustukset kuten siltojen perustukset ja siirtymälaatat). Mikäli paalulaatta joutuu ympäristöolosuhteista johtuen kemiallisten rasitusten alaiseksi, on rasitusluokka valittava olosuhteiden mukaiseksi standardin SFS-EN 206-1 mukaan. Rasitusluokassa XC2 paalulaatan betonipeitteen vähimmäisarvo on 25 mm ja betonin vähimmäislujuusluokka K35. Betoniterästen betonipeite vaihtelee kuitenkin yleensä maata vasten valettaessa välillä 50...100 mm ja on muualla rakenteessa 50 mm. Betonipeitteen nimellisarvo saadaan, kun betonipeitteen vähimmäisarvoon lisätään raudoituksen sallittu mittapoikkeama, kuitenkin vähintään 50 mm. Betonipeitteelle asetetut vähimmäisvaatimukset koskevat myös työteräksiä. Betoniterästen 100 mm betonipeite on varsin suuri. Kun oletetaan terästen toimivan laatan poikkileikkauksen vedetyllä osalla, saadaan rakenteen vähimmäispaksuudeksi noin 220 mm. Sienilaattojen suunnittelussa on ohuemman laattaosan paksuutena usein käytetty 180 mm (Kujala 2005, s. 70).

Ratahallintokeskuksen julkaisun: RMYTL 3, Perustamis- ja vahvistamistyöt, mukaan paalulaatoissa käytettävien betoniterästen pitää laadultaan olla A500HW. Muitakin teräsraudoituksia voidaan käyttää, mutta silloin teräkset on mitoitettava väsytykselle. Betonin

lujuusluokan pitää vähintään olla K40-2. Laatan raudoituksen aseman ja poikkileikkauksen mittojen tulee täyttää Suomen rakentamismääräyskokoelman betonirakenteita koskevat määräykset, ellei suunnitelmissa ole toisin määrätty. Sallitut mittapoikkeamat riippuvat käytetystä rakenneluokasta sekä poikkileikkauksen mitoista. Laatan leveyden sallittuja mittapoikkeamia on käsitelty lähinnä hankekohtaisesti. Lisäksi hankekohtaisia vaatimuksia voidaan esittää laatan käyryyden ja aaltoilun suhteen (Kujala 2005, s. 70).

Paalulaattaa suunniteltaessa pitää läpileikkautuminen tarkastaa kuvan 3.10 mukaisesti paalun kohdalta. Sienilaatan osalta läpileikkautuminen pitää tarkastaa myös laatan sieniosan reunojen suhteen. Paalun läpileikkautuminen laatasta tarkastetaan murtorajatilassa. Lävistysvoimaa laskettaessa ei tarvitse ottaa huomioon kuormia, jotka sijaitsevat tuen reunasta etäisyydellä d olevan leikkauksen rajoittamalla alueella. Laatan lävistyskapasiteetti lasketaan Tiehallinnon ohjeen ”Paalulaattarakenteiden suunnittelu” mukaisesti. (Kujala 2005, s. 70).

Laatan taivutustarkastelu suoritetaan murtorajatilamitoituksena, jossa mitoituskuormaksi valitaan julkaisun: Paalulaattojen ja paaluhatturakenteiden suunnitteluohje, mukaan määräävä arvo kaavojen 3.2, 3.3 ja 3.4 perusteella (Kujala 2005, s. 72).



Kuva 3.10. Laatan lävistys (Kujala 2005, s. 71).

$$q_d = 1,2 \cdot \sum g_i + 1,8 \cdot q_{lk1} \quad (3.2)$$

$$q_d = 1,2 \cdot \sum g_i + 1,4 \cdot q_{ek1} \quad (3.3)$$

$$q_d = 1,35 \cdot \sum g_i \quad (3.4)$$

, missä

$\sum g_i$ on pysyvät kuormat (laatta, penger- ja tukikerroskuorma),

q_{lk1} liikennekuorma Lk1 ja

q_{ek1} erikoiskuorma Ek1.

Ratarakenteissa vastaavaksi murtorajatilän kuormayhdistelmäksi valitaan määräävämpi vaikutus kaavoista 3.5 ja 3.6 (Kujala 2005, s. 73).

$$q_d = 1,2 \cdot \sum g_i + 1,6 \cdot \sum q_{ju} + 1,0 \cdot q_{kalt} + 0,8 \cdot q_{tuuli} \quad (3.5)$$

$$q_d = 1,35 \cdot \sum g_i \quad (3.6)$$

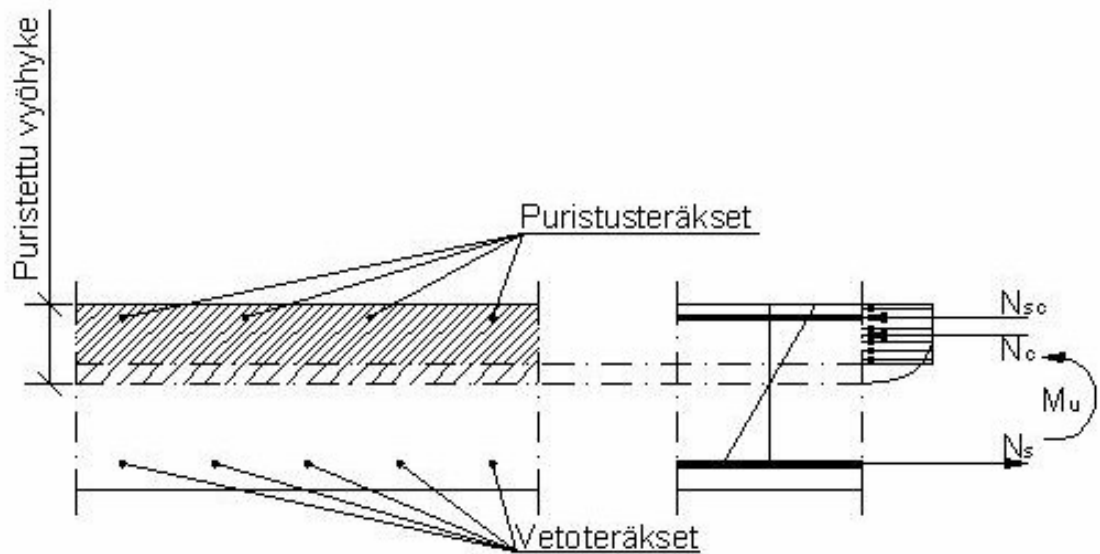
, missä

$\sum q_{ju}$ on junakuorma lisineen (pystykuorma, keskipakokuorma, sivukuorma ja jarrukuorma),

q_{kalt} paalujen kaltevuuspoikkeamakuorma ja

q_{tuuli} tuulikuorma.

Laskennallisesti paalulaatta vastaa vetorausoitettua rakennetta, kun laatussa on ainoastaan laatan poikkileikkauksen vedetylle vyöhykkeelle sijoittuva raudoitus. Puristusraudoitetusta rakenteesta puhutaan, kun vetorausoitituksen lisäksi paalulaatan poikkileikkauksen puristusvyöhykkeelle on sijoitettu raudoitus. Asiaa on havainnollistettu kuvassa 3.11 (Kujala 2005, s. 73).



Kuva 3.11. Periaate paalulaatan poikkileikkauksen jännitys jakaumasta (Kujala 2005, s. 73).

Kuvassa 3.11 kerroin N_{sc} kuvaa puristusterästen puristusvoimaa ja kerroin N_s vetoterästen vetovoimaa. Kerroin N_c kuvaa betonin puristusresultanttia (Kujala 2005, s. 73).

Paalulaatassa vaikuttava taivutusmomentti ei paalulaatan missään osassa saa ylittää paalulaatan poikkileikkauksen momenttikapasiteettia M_u . Tarkastelu taivutuksen suhteen pitää paalulaatassa rakenteen toiminnasta johtuen tehdä sekä laatan pituus- että poikisuunnassa. Myös paalulaatassa mahdollisesti vaikuttavan väännön M_{xy} on pysyttävä rakenteen kestävyys sallimissa rajoissa. Rakente tarkastetaan tällöin yhdistetyille ratituksille Suomen rakentamismääräyskokoelman betonirakenteita koskevien määräysten mukaan (Kujala 2005, s. 74).

Paalulaatta mitoitetaan halkeilun suhteen käyttötilassa. Tällöin mitoituksessa käytettävät kuormitukset lasketaan lyhytaikaisten kuormien perusteella kaavasta 3.7 ja pitkäaikaisen kuormien perusteella kaavasta 3.8 (Kujala 2005, s. 74).

$$q_d = \sum g_i + q \quad (3.7)$$

$$q_d = \sum g_i + 0,3 \cdot q \quad (3.8)$$

Kaavoissa 3.7 ja 3.8 kerroin g_i on pysyvä kuormakomponentti ja q liikennekuormituksesta aiheutuva muuttuva kuormakomponentti. Pitkäaikaiskuormien laskennassa Suomen rakentamismääräyskokoelman mukaan liikennekuorman pitkäaikaisosuutena huomioidaan 30 prosenttina liikennekuormasta kaavan 3.8 mukaisesti (Kujala 2005, s. 74).

Betoninormit 2004, mukaan halkeaman ominaisleveyden pitää rasisluokassa XC2 kun rakenteen suunnittelukäyttöikä on 50 vuotta, pitkäaikaiskuormien osalta täyttää yhtälön 3.9 ja lyhytaikaiskuormien osalta yhtälön 3.10 ehdot (Kujala 2005, s. 74).

$$w_k \leq 0,2mm \quad (3.9)$$

$$w_k \leq 0,3mm \quad (3.10)$$

Koska paalulaattarakenteen käyttöikä on 100 vuotta, pitää Tiehallinnon ”Paalulaattarakenteiden suunnittelu” -ohjeen mukaan sallittua halkeamaleveyttä pienentää ”Paalulaattarakenteiden suunnittelu” -ohjeen taulukoiden 4.1 ja 4.2 mukaan (Kujala 2005, s. 74).

Paalulaattojen ja paaluhatturakenteiden suunnitteluohje pohjautuu vuonna 2000 voimaan astuneisiin RakMk määräyksiin. Muutoksia aiemmasta on tapahtunut mm. sementin luokitukseen, säilyvyysvaatimukseen ja laadunvalvontaohjeisiin liittyvissä määräyksissä (Kujala 2005, s. 75).

Paalulaatassa halkeaman ominaisleveys lasketaan kaavasta 3.11 (Kujala 2005, s. 75).

$$w_k = \varepsilon_s \cdot (3,5 \cdot c + k_w \cdot \frac{\phi}{\rho_r}) \quad (3.11)$$

, missä

ε_s on	raudoituksen venymä käyttötilassa,
c	pääraudoituksen betonipeitteen vähimmäisarvo taivutussuunnassa,
k_w	0,085 (A500HW, A700HW, B500K, B600KX ja B700K),
ϕ	keskimääräinen tangon tai janteen halkaisija ja

$$\rho_r = \frac{A_s}{A_{ce}}.$$

Raudoituksen venymänä käyttötilassa ε_s voidaan halkeilleilla betonirakenteilla käyttää raudoituksen keskimääräistä venymää ε_{sm} . Pinta-alaan A_{ce} lasketaan se poikkileikkauksen vetovyöhykkeen alue, jota rajoittavat suorat matkan $7,5 \cdot \phi$ päässä yksittäisen tangon tai jänteen keskipisteestä. Pääraudoituksen betonipeitteen vähimmäisarvo valitaan paalun rasitusluokan mukaan (Kujala 2005, s. 76).

3.3 Paaluhatturakenteen mitoitus

Paaluhatturakenteen käyttökohteet ovat kuten paalulaattarakenteillakin pehmeikkörakentamisessa. Paalulaattojen ja paaluhatturakenteiden suunnitteluohjeen mukaan tyypillisiä käyttöalueita ovat kiinteät savikot, joissa pehmeän kerroksen leikkauslujuus on riittävä estämään hattujen välissä olevan materiaalin valumista sekä tukemaan paaluja ja paaluhattuja rakentamisvaiheessa ja sen jälkeen. Tällä tarkoitetaan normaalipenkereen osalta pohjamaan savikon leikkauslujuutta vähintään 15 kPa vaatimusta ja kuivakuorisaven leikkauslujuuden vähintään 20 kPa. Leikkaustason alle on tällöin jäätävä vähintään 1 metri kuivakuorta. Kuivakuoren puuttuessa saven leikkauslujuuden on oltava vähintään 20 kPa. Sillan taustapenkereellä ja keiloissa paaluhatturakennetta voidaan käyttää, kun saven leikkauslujuus kuivakuoren alla on vähintään 20 kPa. Tiehallinnon mukaan paaluhatturakennetta ei saa käyttää turvepehmeiköillä. Sama vaatimus pitää asettaa myös liejupehmeiköille (Kujala 2005, s. 17).

Holvaus eli kuormitusten siirtyminen paaluhatuilla toimii huonosti, kun kuormitus on dynaaminen tai paaluhattujen yläpuolisen maan läpi virtaa vettä tai maa altistuu toistuvasti jäätymiselle ja sulamiselle. Paaluhatturakenteiden käyttöä muiden kuin staattisten, ajan suhteen muuttumattomien kuormien osalta pitäisikin välttää. Erityisesti korkealuokkaisten tie-, rata- tai katuosuuksien osalta, joissa esiintyy dynaamisia, ajan suhteen muuttuvia kuormituksia, pitäisi paaluhatturakenteiden käytöstä luopua. Uusien julkisten ratahankkeiden osalta paaluhatturakenteen käytöstä onkin nykyisin luovuttu. Paaluhatturakenteiden mitoituksesta todetaan Tiehallinnon paalulaattojen- ja paaluhattujen suunnit-

teluohjeessa vain, että nykyisin paaluhatturakenteet mitoitetaan rakoväliin ja peitto-osuuteen perustuen. Rakoväli on paaluhattujen väliin jäävä osa (kuva 3.3) ja peitto-osuus paaluhattujen poikkipinta-alan suhde kokonaispinta-alaan (Kujala 2005, s. 17).

Paaluhatturakenteessa penkereen osiin kuuluvat kuormaa jakava kerros, pengertäyte ja ylinnä päällysrakennekerrokset (kuva 3.3). Kuormaa jakavan kerroksen alinta osaa kutsutaan suojakerrokseksi. Kuormaa jakavan kerroksen vähimmäisvahvuus on rakoväli kerrottuna kahdella, kuitenkin vähintään 1 m. Tämän kerroksen yläpuolelle voidaan sijoittaa varsinaisia pengermateriaaleja. Paaluhatturakenteessa on suoraan hattujen päälle ja väliin sijoitettava 300 mm suojakerros, joka tehdään sorasta tai murskeesta maksimirakoko 50...150 mm. Suojakerroksen paksuus mitataan paaluhattun yläpinnasta. Puupaaluja käytettäessä on paaluhattujen alle ja väleihin käytettävän materiaalin oltava vettä pidättävää (Tiehallinto 2001a, s. 25).

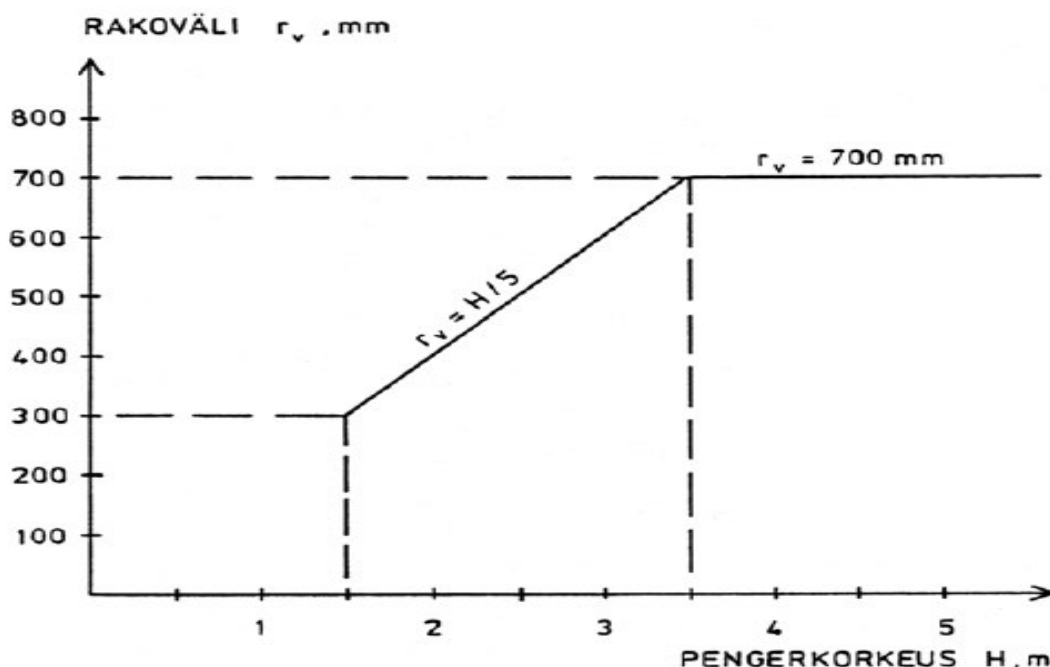
Penkereen korkeus on paaluhattun yläpinnan ja tienpinnan välinen ero. Penkereen korkeuden on oltava vähintään kolminkertainen hattujen rakoväliin nähden kuitenkin aina vähintään 1,5 m ja moottoritiellä aina vähintään 1,8 m. Paaluhatturakenteessa pengerkorkeuden ollessa alle 3,5 m on suojakerroksen päälle sijoitettava lujite, joka estää kuormaa jakavan kerroksen yläosan ja pengertäytteen valumisen maapohjan painuessa. Suojakerroksen päälle rakennetaan kuormaa jakavan kerroksen yläosa, jonka materiaali on hyvän kitkakulman omaavaa kalliomursketta, jonka maksimirakoko on 150...200 mm (Tiehallinto 2001a, s. 25).

Paaluhatturakenteen yhteydessä pengermateriaalina kuormaa jakavan kerroksen yläpuolella on käytettävä karkearakeisia materiaaleja, kuten louhetta, mursketta, soraa, hiekkaa, sora- tai hiekkamoreenia (Tiehallinto 2001a, s. 25).

Paaluhatturakenteen rakoväli mitoitetaan pengerkorkeuteen perustuen kuvan 3.12 avulla. Kuvasta saadaan paaluhattujen rakoväli. Rakoväliä on tarvittaessa pienennettävä hattukokoa suurentamalla niin, että hattujen peitto-osuus on vähintään 0,4. Rakovälillä tarkoitetaan vierekkäisten hattujen reunojen suurinta väliä. Hattujen peitto-osuudella tarkoitetaan hattujen yhteenlasketun pinta-alan suhdetta koko paalutettavan alueen pinta-alaan (Tiehallinto 2001a, s. 28).

Rakovälin mitoituksen jälkeen valitaan hattukoko huomioon ottaen hattujen peittoosuudelle asetettu vaatimus (kuva 3.12). Suurin käytettävä hattukoko on $2,0 \times 2,0 \text{ m}^2$. Hatulle määritellystä maksimikoosta johtuen matalissa penkereissä paalujen koko kapasiteettia ei aina voida käyttää kokonaan hyväksi. Tämä koskee erityisesti betonipaaluja. (Tiehallinto 2001a, s. 30).

Kuvasta 3.12 saatua rakoväliä voidaan kasvattaa 0,3 metrillä, kun käytetään yhteenvaletua paaluhatturakennetta. Rakovälin lisäys voidaan hyödyntää joko kasvattamalla paaluväliä, mikäli paalujen kantavuus sen sallii tai pienentämällä paaluhattukokoa. Yhteenvalettavien paaluhattujen rakenteellisen mitoituksen tulee aina vastata paalulle tulevia kuormia. Yhteenvalettavien paaluhattujen rauditus viedään rakovälin yli käyttäen hatun reunaosan teräsjakoa ja -kokoa. Rakoväli valetaan samat materiaalivaatimukset täyttävällä betonilla kuin hattuosa. Rakenteen paksuuden rakovälissä tulee olla vähintään 130 mm, mutta ei kuitenkaan yli puolta hattuosan paksuudesta. Hattujen ja rakovälien valu tulee suorittaa samalla kertaa. Rakovälin betonoinnin tarkoituksena on estää penger materiaalin valuminen hattujen väliin. Yhteenvaletun paaluhatturakenteen käyttörajoitukset eivät poikkea normaalin paaluhatturakenteen käyttörajoituksista, jotka on lueteltu aiemmin kohdassa 3.3 (Tiehallinto 2001a, s. 30).



Kuva 3.12. Paaluhatturakenteessa käytettävä maksimirakoväli, betonipaalut (Tiehallinto 2001a, s. 29).

3.4 Geovahvistetun paalutetun penkereen mitoitus

Geovahvistetuissa paalutetuissa penkereissä geovahviste kannattaa paalujen välissä olevaa pengerosaa ja hyötykuormaa sekä parantaa penkereen reunojen vakavuutta. Geovahviste siirtää vedettynä rakenteena kuormituksen paaluille, mikä mahdollistaa paaluvälin kasvattamisen sekä paaluhattujen pienentämisen. Syvästabiloidun tai paalutetun penkereen mitoituksessa tarkastellaan paaluille siirtyvää kuormituksen ja vaakasuoran maanpaineen aiheuttamaa vetojännitystä. Tierakenteissa vaakasuoran maanpaineen aiheuttama veto esiintyy penkereen poikkisuunnassa ja pystysuoran kuormituksen aiheuttama veto pituus- ja leveyssuunnassa (Aalto et al. 1998, s. 57).

British Standardin (BS:8006 1995) mitoitusmenetelmässä oletetaan, että pohjamaalla ei ole kantavuutta vaan paalut tai stabilointipilarit vastaanottavat koko kuormituksen (Aalto et al. 1998, s. 58).

Neliöverkkoon asetettujen paalujen tai stabilointipilareiden maksimi välimatka lasketaan kaavalla 3.12 (Aalto et al. 1998, s. 58).

$$s_{\max} = \sqrt{\frac{P_{sall}}{\gamma_e H}} \quad (3.12)$$

, missä

s_{\max}	on	maksimi paalu-/pilariväli,
P_{sall}		paalun/pilarin sallittu kuorma ja
γ_e		penkereen laskennallinen tilavuuspaino.

Penkereen laskennallinen tilavuuspaino lasketaan kaavalla 3.13 (Aalto et al. 1998, s. 58).

$$\gamma_e = \gamma + \frac{q}{H} \quad (3.13)$$

, missä

γ on penkereen tilavuuspaino,

q pintakuorma ja

H penkereen korkeus.

Jännityksien jakautumiseen pohjamaan ja paalujen välillä vaikuttavat seuraavat tekijät: paalujen välinen etäisyys, pengerkorkeus, penger materiaali sekä paalujen jäykkyys verrattuna pohjamaahan. Stabilointipilarin tai paaluhatun vastaanottaman pystysuoran jännityksen suhde pohjamaahan kohdistuvaa pystysuoraa jännitystä lasketaan kaavalla 3.14 (Aalto et al. 1998, s. 58).

$$\frac{p'_c}{\sigma'_v} = \left(\frac{C_c a}{H} \right)^2 \quad (3.14)$$

, missä

p'_c on pystysuora jännitys paaluhatun tai stabilointipilarin päällä,

σ'_v pystysuora jännitys penkereen pohjalla,

C_c holvaantumiskerroin,

a paaluhatun tai stabilointipilarin sivumitta ja

H penkereen korkeus.

Holvaantumiskerroin määräytyy käytettävän paalutyypin mukaan. Teräksisten ja betonisten tukipaalujen holvaantumiskerroin lasketaan kaavalla 3.15 (Aalto et al. 1998, s. 58).

$$C_c = 1,95 \frac{H}{a} - 0,18 \quad (3.15)$$

Teräksiset ja betoniset kitkapaalut sekä puupaalut lasketaan kaavalla 3.16 (Aalto et al. 1998, s. 58).

$$C_c = 1,70 \frac{H}{a} - 0,12 \quad (3.16)$$

Stabilointipilarit, injektointipaalut, kivipilarit sekä hiekkapaalut lasketaan kaavalla 3.17 (Aalto et al. 1998, s. 58).

$$C_c = 1,50 \frac{H}{a} - 0,07 \quad (3.17)$$

, missä

C_c on holvaantumiskerroin,

a paaluhatun tai stabilointipilarin sivumitta ja

H penkereen korkeus.

Paalujen välille teräsverkkoon kohdistuva tasainen kuorma lasketaan matalille penkereille kaavalla 3.18 ja korkeille penkereille kaavalla 3.19 (Aalto et al. 1998, s. 59).

$$w_T = \frac{s\gamma_e H}{s^2 - a^2} (s^2 - a^2 \frac{p'_c}{\sigma'_v}), \text{ kun } H < 1,4(s - a) \quad (3.18)$$

$$w_T = \frac{1,4s\gamma_e H}{s^2 - a^2} (s^2 - a^2 \frac{p'_c}{\sigma'_v}), \text{ kun } H > 1,4(s - a) \quad (3.19)$$

, missä

w_T on paalujen välinen tasainen kuorma,

s paaluväli,

γ_e penkereen laskennallinen tilavuuspaino,

H penkereen korkeus,

a paaluhatun tai stabilointipilarin sivumitta,

p'_c pystysuora jännitys paaluhatun tai stabilointipilarin päällä ja

σ'_v pystysuora jännitys penkereen pohjalla.

Penkereen pinnan paikallismurtumien estämiseksi on pengerrakenteen täytettävä kaavan 3.20 mukainen ehto (Aalto et al. 1998, s. 59).

$$H < 0,7(s - a) \quad (3.20)$$

, missä

H on penkereen korkeus,

s paaluväli ja

a paaluhatun tai stabilointipilarin sivumitta.

Tasaisen kuorman aiheuttama vetovoima geovahvisteessa lasketaan kaavalla 3.21 (Aalto et al. 1998, s. 59).

$$P_{RP} = \frac{w_T(s - a)}{2a} \sqrt{1 + \frac{1}{6\varepsilon}} \quad (3.21)$$

, missä

P_{RP} on vetovoima geovahvisteessa,

w_T paalujen välinen tasainen kuorma,

s paaluväli,

a paaluhatun tai stabilointipilarin sivumitta ja

ε geovahvisteen alkumuodonmuutos.

Penkereen reunoilla vaakasuora maanpaine aiheuttaa geovahvisteeseen vetovoiman, joka lasketaan kaavalla 3.22 (Aalto et al. 1998, s. 60).

$$P_{RL} = P_t = K_a H \left(\frac{\gamma H}{2} + q \right) \quad (3.22)$$

, missä

P_{RL} on vahvisteelta vaadittava vetovoima,

P_t vaakasuora maanpaineen jännitysresultantti,

K_a Rankinen aktiivimaanpaine kerroin,

H penkereen korkeus,

γ penkereen tilavuuspaino ja

q pintakuorma.

Lisäksi on tarkastettava pengerrakenteen stabiliteetti kaavalla 3.23 (Aalto et al. 1998, s. 44).

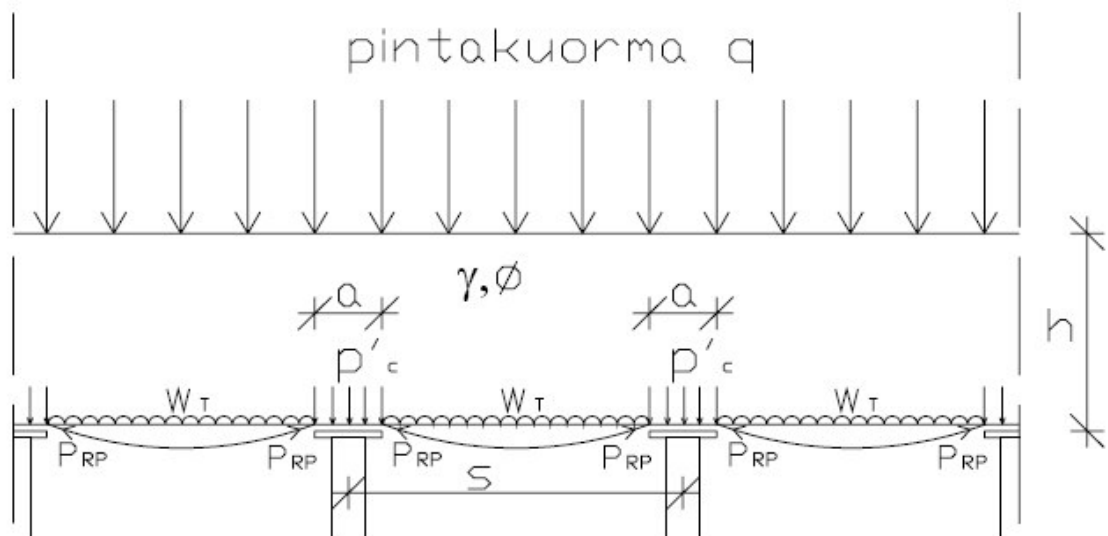
$$T_{AV} > P_{RL} \quad (3.23)$$

T_{AV} on liukuvastus.

Tierakenteissa geovahvisteelta vaadittava kokonaislujuus pituussuunnassa on P_{RP} . Pengerrakenteen leveyssuunnassa pystysuoran jännityksen lisäksi geovahviste vastaanottaa vaakasuoran maanpaineen aiheuttaman vetovoiman. Tierakenteen pituussuunnassa geovahvisteelta vaadittavan mitoituslujuuden on täytettävä kaavan 3.24 ehto (Aalto et al. 1998, s. 60).

$$f_d \geq P_{RP} \quad (3.24)$$

Kuvassa 3.13 on esitetty vahvistevoimien laskemisessa käytetyt merkinnät paalutetuissa penkereissä.



Kuva 3.13. Vahvistevoimien laskemisessa käytetyt merkinnät paalutetuissa penkereissä (Aalto et al. 1998, s. 59).

Leveyssuunnassa mitoitusehto on kaavan 3.25 mukainen (Aalto et al. 1998, s. 60).

$$f_d \geq P_{RP} + P_{RL} = P_{RT} \quad (3.25)$$

, missä

f_d on geovahvisteen mitoituslujuus,

P_{RP} pystysuoran jännityksen aiheuttama vetovoima,

P_{RL} vaakasuoran maanpaineen aiheuttama vetovoima ja

P_{RT} vahvisteelta vaadittava vetokestävyys.

3.5 Kopler-rakenteen mitoitusperiaatteet

3.5.1 Mitoituksen vaiheet

Kopler-rakenteen mitoituksen vaiheet voidaan luetteloida seuraavasti:

1. Pengerpaksuuden, liikennekuorman ja mitoitusiän määrittäminen
2. Paalutyypin ja paaluvälin mitoittaminen
3. Paaluhatun mitoitus
4. Verkon mitoittaminen
5. Verkon liitosten mitoittaminen
6. Reuna-alueiden mitoittaminen
7. Erityiskohtien mitoittaminen

Kopler-rakenteeseen ei ole tehty vielä mitoitusohjetta ja tässä työssä koerakentamisen tehtävä oli lähtötietojen tuottaminen myöhemmin tapahtuvaan mitoitusohjeen laatimiseen.

3.5.2 Korroosiomitoitus

Mikäli paalutetun penkereen geovahvisteena käytetään teräsverkkoja, on yksi mitoittava tekijä teräksen korroosio. Suomen pohjarakennusohjeessa käyttöön otettu menettely noudattaa ENV1993-5: 1997 Eurocode 3: Design of Steel Structures Part 5 esitettyä menettelyä. Ohjeissa esitetään, että teräspaalujen keskimääräiseksi korroosioksi tavanomaisissa olosuhteissa maan sisällä voidaan otaksua 1,2 mm sadassa vuodessa paalun ulkopuolista syöpyvää pintaa kohti ja että tämä on myös korroosiovähennyksen vähimmäisarvo pysyvissä rakenteissa. Ohjeiden mukaan korroosio voidaan jättää huomioon ottamatta onttojen, kärjestä suljettujen tai betonilla täytettyjen paalujen sisäpinnoilta (Törnqvist 2004, s. 36).

Tavanomaisiksi olosuhteiksi katsotaan (Törnqvist 2004, s. 37):

- kivennäismaalajeista muodostuneet ei-aggressiiviset luonnonmaakerrokset ja kearakeiset täytöt pohjavedenpinnan ylä- ja alapuolella
- tiivistetyt, pelkästään kivennäismateriaaleista muodostuneet (ei-aggressiiviset) täytöt

Tavanomaisista poikkeaviksi (aggressiivisiksi) olosuhteiksi katsotaan (Törnqvist 2004, s. 37):

- runsaasti orgaanista ainesta sisältävät maapohjat
- runsaasti rikkiä sisältävät maakerrokset (myös luonnonmaakerrokset, mm. sulfidimaakerrokset)
- löyhät täytöt erityisesti olosuhteissa, joissa täyttöön pääsee rikastumaan suoloja (mm. löyhät täytöt, joihin merivesi tunkeutuu)
- pohjavedenpinnan vaihtelu ja hapen läsnäolo tarkasteltavassa maakerroksessa
- kaikki pilaantuneet maapohjat
- maa-alueet, joissa esiintyy tasavirtalähteiden aiheuttama potentiaalienttä

Mitoittava korroosio voidaan laskea kaavalla 3.26.

$$s_d(t) = (1 + v_d) \cdot 0,0332 \cdot t^{0,06452} + 0,2 \quad (3.26)$$

, missä

s_d on mitoittava korroosio [mm]. Vastaa 95 % luottamustasoa,

v_d mitoittava kuoppakorroosiotekijä [-], taulukko 3.1,

t aika [a] ja

0,2 sisäpuolisen korroosion odotusarvo [mm], jonka arvossa on implisiittisesti huomioitu se todennäköisyys, jolla sisäpuolinen vyöhykekorroosio osuu samalle korkeudelle kuin ulkopuolinen keskimääräisen korroosion kuoppakorroosiotekijällä kasvatettu maksimisyöpymiskohta.

Taulukko 3.1. Mitoittava kuoppakorroosiotekijä eri olosuhteissa (Törnqvist 2004, s. 39).

Olosuhde	Mitoittava kuoppakorroosiotekijä v_d
Homogeeniset luonnonmaaolosuhteet pohjavedenpinnan ylä- ja alapuolella	0,6
Tiivistetyt kivennäismaatäytöt pohjavedenpinnan ylä- ja alapuolella	1,0
Tiivistämättömät kivennäismaatäytöt pohjavedenpinnan ylä- ja alapuolella	1,8

Laskettaessa mitoittavaa korroosiota kaavalla 3.26 on otettava huomioon seuraavat mitoituslähtökohdat (Törnqvist 2004, s. 38):

- Korroosion nopeus pienenee ajan funktiona
- Mitoituksen pohjana käytetään 95 % luottamusväliä edustavaa arvoa yleensä sadalle vuodelle, johon ei sovelleta erillistä varmuuslukua.
- Paikallisen syöpymän riski luonnonmaakerroksissa otetaan huomioon kuoppakorroosiotekijällä v . Mitoituksessa käytettävät kuoppakorroosiotekijät v_d perustuvat pääasiassa Jouko Törnqvistin näkemykseen eikä mitoituksessa sovellettavaa kuoppakorroosion arvoa pidä sekoittaa esimerkiksi empiirisesti havaittuun kuopan maksimisyvyyden ja keskimääräisen korroosion suhteeseen.

- Sisäpuolinen korroosio tulkitaan tavanomaisissa pohjasuhteissa vähäiseksi. Käytännön mitoituksessa voidaan soveltaa n. 50 % teoreettista maksimiarvosta eli 0,2 mm syöpymää sadassa vuodessa.
- Empiirisessä aineistossa havaitut poikkeamat johtuvat aggressiivisista olosuhteista (pääasiassa sulfidisavi). Mitoitusmenetelmä ei sovellu aggressiivisiin olosuhteisiin, jotka tunnistetaan erikseen.

3.5.3 Pengerpaksuus, liikennekuorma ja mitoitusikä

Pengerpaksuutta määrittäessä harkitaan kuinka paljon kuormaa verkkojen päälle asetetaan, mitkä ovat nykyiset pohjaolosuhteet ja tuleva pinnantasausta. Kustannusten säästämiseksi pysyvän rakenteen verkot kannattaa yleensä sijoittaa mahdollisimman korkealle tasolle, jotta kaivumassojen sekä pengermateriaalien määrät pysyvät kohtuullisina. Tämä pätee silloin, kun pohjamaata on leikattava. Mikäli maata ei tarvitse leikata ja penger rakennetaan pohjamaan päälle, kannattaa verkkojen korkeustaso määrittää siten, että pengerkorkeus verkkojen päällä ei kasva liian suureksi (mekaaninen kestävyys) ja etteivät paalupituudet kasva tarpeettomasti (kustannukset).

Liikennekuorma määräytyy pitkälti alueen käyttötarkoituksen myötä. Yleinen liikennekuorma geoteknisessä mitoituksessa on 10 kN/m^2 ja raskaalle kuormitukselle käytetään yleensä arvoa 20 kN/m^2 . (Tiehallinto 2001b, s. 39) Mikäli kyseessä on ratapenger, niin kuormitusarvot on valittava Ratahallintokeskuksen ohjeiden mukaisesti.

Rakenteen mitoitusikä määräytyy käyttötarkoituksen myötä. Nykyisin käytetään yhä useammin elinkaarimallia, jossa käyttöikä sekä vaatimukset ovat aiempaa kovempia.

3.5.4 Paalutyypit ja paaluväli

Kopler-rakenteissa voidaan käyttää teräksistä tai teräsbetonista paalua. Paalu voi olla kitka-, koheesio- tai tukipaalu. Paalutyypin mitoittamisen perusteena on sen geotekninen kantavuus, jota verrataan paalulle tulevaan kuormaan ja paalutusluokka. Myös materiaa-

likustannukset vaikuttavat paalutyypin valintaan. Paaluväli määräytyy geoteknisen kantavuuden tai kustannustehokkuuden perusteella; yleensä näiden yhdistelmänä. Geovahvistetussa penkereessä paaluvälin voi määrätä myös vahvистeen elementtikoko. Esim. teräsverkkojen tuotannossa maksimi verkkoelementin koko voi dimensioiltaan olla 2,7 m x 6,0 m riippuen tuotantokalustosta. Myös verkkojen kuljetus vaatii logistiikkaa ja tämä kaikki voi vaikuttaa verkkoelementin kokoon ja paaluvälin ratkaisuun.

Paalujen mitoittamisen apuna voi käyttää mm. ohjeita LPO-2005 (RIL 2005) tai Rautaruukki Oyj:n RR-paalutusohjetta (Rautaruukki Oyj 2002).

3.5.5 Paaluhattu

Paaluhatun toiminta voidaan jakaa puristettuun ja taivutettuun rakenteeseen sekä vedettyyn rakenteeseen. Puristettu rakenne voidaan toteuttaa betonoituna paaluhattuna tai yhteen liitetyistä taivutetuista teräsverkoista. Vedetyssä rakenteessa pengerrakenteen aiheuttamat kuormat siirretään teräksisillä vetotangoilla paaluille. Paaluhattumallin tulisi lisäksi olla riittävän yksinkertainen ja nopeasti asennettavissa (Haapalainen 2006, s. 50). Työtekniikassa täytyy erityisesti huomioida liitosten asennus, jotta työ on sujuvaa ja tehokasta. Paaluhatun mitoitus voidaan tehdä analyyttisenä mitoituksena huomattavasti yksinkertaistettuna rakennemallina tai 3D-FEM-mallinnuksella. Periaatteena mitoituksessa on se, että mitä suurempi on paaluhatun halkaisija, sitä vähemmän verkkoihin kohdistuu vetojännitystä ja sitä enemmän paaluhatturakenteeseen kohdistuu suoraan penkereen kuormitusta.

3.5.6 Verkko

Verkon mitoitus voidaan tehdä ohjeen ”Synteettiset geovahvistet” mukaan (luku 3.4). Muita mahdollisia menetelmiä on rakenteiden mekaniikan LUSAS-ohjelma tai maamekaniikan Plaxis-ohjelma. Teräsverkon laskennassa on huomioitava rakenteen epälineaarinen käyttäytyminen. Teräsverkon kaltaisen riippumattorakenteen taipumat eivät kasva lineaarisesti kuormituksen lisääntyessä, vaan taipuma kasvaa aluksi nopeasti ja kasvu-

vauhti hidastuu isommilla kuormilla. Tällaisen rakenteen analysointi on usein huomattavan työlästä.

3.5.7 Verkon liitokset

Liitokseen kohdistuva kuorma: Määritetään aluksi liitokseen kohdistuva maanpaine. Määritetään liitoksen vaikutuspinta-ala (pinta-ala, johon maanpaine kohdistuu). Kertomalla nämä keskenään saadaan yhdelle liitokselle pistekuormitus.

Liitoksen kapasiteetti: Verkkojen välisen liitoksen mekaanisen lujuuden mitoittava tekijä on teräsputken seinämäpaksuus ja liitoksessa käytettävien harjaterästankojen halkaisija. Seinämäpaksuuden ja harjaterästen halkaisijoiden suurentaminen kasvattaa putken poikileikkauspinta-alaa ja lujuutta. Putken kapasiteetin mitoitusteoria voisi olla esim. seuraava:

Verkon liitoksen mitoittaminen tapahtui seuraavasti (yksinkertaistettu malli)

- 1) Määritetään pystysuuntainen kuormitusero, joka kohdistuu verkkoliitoksen alempaan verkkoon. Pengerkuorma vaikuttaa yhtäsuurella pystysuoralla paineella ylempään ja alempaan verkkoon, jolloin ne taipuvat yhtäpaljon, eivätkä siirry toisiinsa nähden. Alemman verkon reunan yläpuolinen rengaskuorma tms. aiheuttaa kuormaa, joka taivuttaa alempaa verkkoa alaspäin, jolloin verkkojen välinen ”lukiutus” voi pettää.
- 2) Määritetään putken seinämäpaksuus ja putken pituus, jolla putken halkileikkauksen vetolujuus riittävällä varmuudella ylittää kohdassa 1 määritetyn kuorman (oletetaan, että rengaskuorma kohdistuu yhdelle liitosputkelle).
- 3) Määritetään liitostankojen halkaisija, jolla tankojen leikkauskapasiteetti riittävällä varmuudella ylittää kohdan 1 määritetyn kuorman. Likimain pelkkä leikkauskapasiteetti, kun putken pää on verkon vetotankojen pään vierellä. Mikäli putken pään ja verkon vetotankojen väli on suurempi, on huomioitava veto- ja taivutuskapasiteetti.

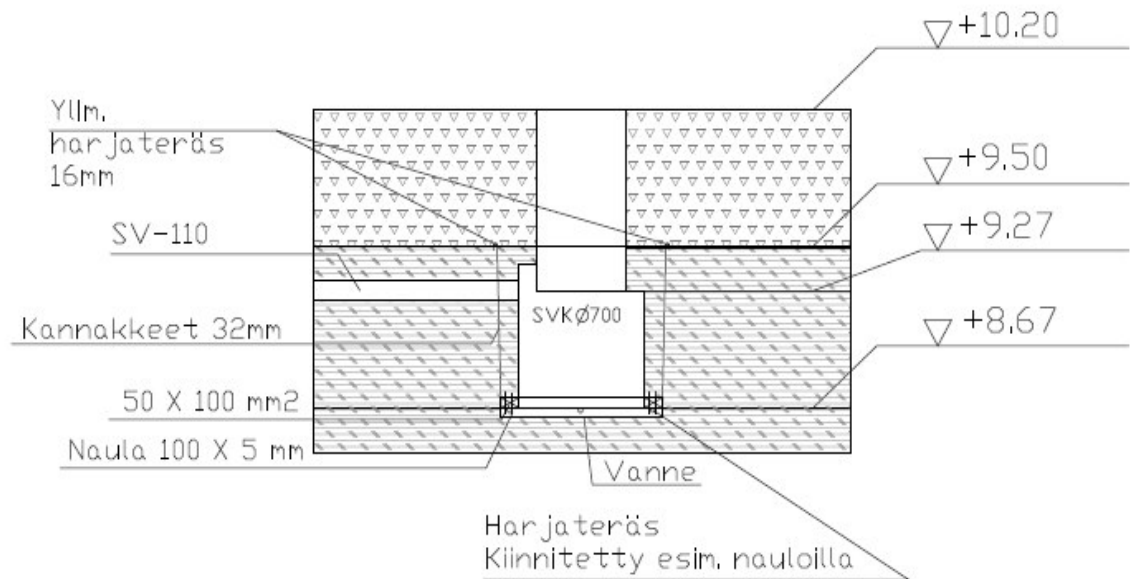
3.5.8 Reuna-alueet

Teräsverkkokentän reunan ankkurointi on tehtävä siten, että uloimmat paalut eivät pääse verkkojen vetovoimasta liikkumaan kohden keskialuetta. Ankkurointi voidaan toteuttaa esim. seuraavasti:

- 1) Ulottamalla verkot riittävän pitkälle uloimpien paalujen ohi, jolloin niiden ankkurikapasiteetti ylittää riittävällä varmuudella reunimmaisen paaluvälin verkon vetovoiman.
- 2) Asennetaan uloimmiksi paaluiksi vinopaalut, joiden vaakakapasiteetti ylittää riittäväällä varmuudella reunimmaisen paaluvälin verkon vetovoiman. Vinojen paalujen mitoittamiseen ja lyömiseen ohjeet löytyvät julkaisusta LPO-2005 (RIL 2005).
- 3) Ankkuroidaan reuna-alueen verkot viereisiin rakenteisiin (esim. rakennus, tukimuuri tms.).
- 4) Asennetaan reunimmaisten paalujen väliin palkit, betonivalu tms. joka vastaanottaa verkon vetovoiman.

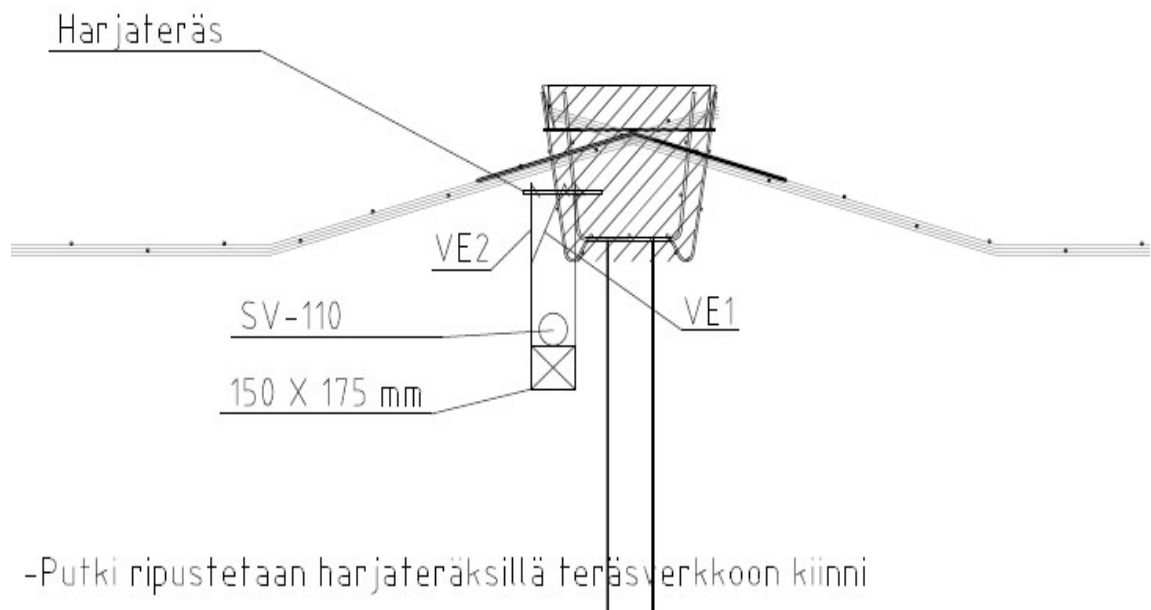
3.5.9 Erikoisrakenteet

Erikoisrakenteisiin voidaan lukea esim. kaivot ja putket/viemärit. Paalutettu teräsverkkopenger on haasteellinen rakenne kunnallistekniikalle. Kaivot on parhainta sijoittaa paikkaan, jossa teräsverkkorakennetta joudutaan leikkaamaan mahdollisimman vähän. Mikäli kaivon tai viemärin pohja sijaitsee teräsverkkorakenteen alla, on se ripustettava teräsverkkoon kiinni esim. harjateräksillä ja vanteilla, jotta se ei painu pohjamaan mukana. Kuvassa 3.14 on esitetty eräs mahdollinen kaivon ja kuvassa 3.15 sadevesiviemärin ripustuksen periaate.



- Kaivo ripustetaan harjateräksillä ja vanteella teräsverkkoon kiinni
- Kaivon alle laitetaan kyllästetystä puusta valmistettu kehikko

Kuva 3.14. Kaivon ripustuksen toimintaperiaate (koerakenne A tai B).



Kuva 3.15. Sadevesiviemärin ripustuksen periaate (koerakenne B).

3.6 Kopler-rakenteen riskienhallinta

3.6.1 Johdanto riskienhallintaan

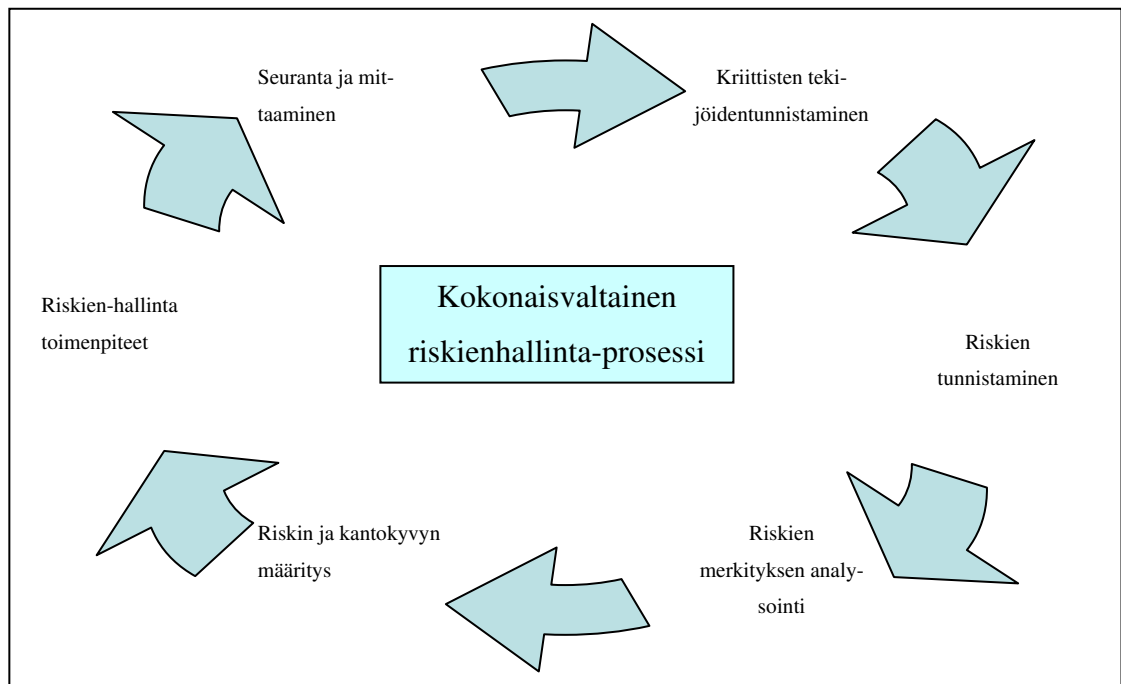
Riskienhallinnassa käsite vaara on olemassa oleva tai mahdollinen tekijä, ominaisuus tai olosuhde, joka voi saada aikaan ei-toivotun tapahtuman. Riski on mikä tahansa este tavoitteiden saavuttamiselle. Riski on epäonnistumisen, menetyksen tai vaaran uhka. Riski voi myös olla menetetty mahdollisuus.

Riskienhallinta tarkoittaa systemaattista prosessia, jonka tavoitteena on siirtyä ongelmien passiivisesta toteutamisesta aktiiviseen riskejä kartoittavaan ja ennakoivaan toimintaan. Tarkoituksena on todeta ongelmat ja tehdä korjaavat toimenpiteet riittävän varhain. Riskienhallinta on monimuotoinen prosessi, joka sisältää monia erikseen tarkasteltavia kokonaisuuksia. Riskienhallintaan liittyy sekä pohdintaa että konkreettisia työkaluja ja käsitteitä prosessoida riskejä. Kuvassa 3.16 on kuvattu kokonaisvaltaisen riskienhallintaprosessin etenemistä.

Riskienhallinnan tavoitteena oli kartoittaa Tammet Oy:n kehittämän kolmilankaverkkorakenteen ja paalutetun teräsverkkopenkereen toteuttamiseen liittyvät riskit sekä liike-, tuote- ja markkinariskit. Työn tuloksena laadittiin riskienhallintasuunnitelma.

KOPLER-projektin johtoryhmälle järjestettiin 05/2006 Tammissaarella riskikartoitusilaisuus, joka toteutettiin kahdessa eri ryhmässä. 1. ryhmä kartoitti teräsverkko- ja paaluhatturakenteen toteuttamiseen liittyviä riskejä ja 2. ryhmä puolestaan kartoitti merkittävimmät liike-, tuote- ja markkinariskit. Riskikartoitus tapahtui konsultin edustajien kanssa. Ryhmässä esiin nousseille riskeille määriteltiin riskienhallintasuunnitelmaan niiden hallitsemiseksi toimenpiteet sekä vastuuhenkilöt (Ramboll Finland Oy 2006).

Riskikartoituksen purku ja täydentäminen tapahtui 06/2006. Tämän jälkeen riskienhallintasuunnitelmaa on täydennetty sähköposteilla ja puhelimitse lähetetyillä täydennyksillä ja kommentoinneilla.



Kuva 3.16. Kokonaisvaltainen riskienhallintaprosessi (Ramboll Finland Oy 2006).

Kokonaisvaltainen riskienhallintaprosessi alkaa riskianalyysistä, mihin kuuluu yhteistyössä arviointiryhmän kanssa kriittisten tekijöiden tunnistaminen, riskien tunnistaminen sekä riskien merkityksen arvioiminen. Riskien tunnistaminen ja merkityksen arvioiminen tehdään olemassa olevien tarkistuslistojen ja riskimatriisin avulla. Riskin suuruus ilmaistaan riskin esiintymisen todennäköisyyden ja vakavuuden yhteisvaikutuksena.

Riskianalyysin jälkeen laaditaan riskienhallintasuunnitelma, johon kirjataan määritellyt toimenpiteet sekä riskien seuranta ja mittaaminen. Riskienhallintasuunnitelman seuramiseen ja päivittämiseen valitaan asiantuntijaryhmä, joka seuraa muun muassa hallinnan onnistumista ja sitä että uudet havaitut riskit tullaan kirjaamaan suunnitelmaan.

Liikeriskit ovat olennainen osa yrityksen toimintaa, joka voi ilmetä voittona tai tappiona. Liikeriskit ovat liiketoimintaan ja päätöksentekoon liittyviä riskejä, jotka viime kädessä kuuluvat aina yrityksen omalle vastuulle.

Riskilajeista riippumatta yritys tarvitsee riskienhallinnan kokonaisvaltaista suojaa, joka lisää liikkeenjohdollista painoarvoa. Riskien jaottelu eri riskilajeihin ohjaa ajattelemaan yksittäistä riskiä eri näkökulmista.

3.6.2 Paalutetun teräsverkkopenkereen toteutettavuuteen liittyvät riskit

Konsultin toimesta laadittiin erilliset teräsverkkorakenteeseen ja paaluhatturakenteeseen liittyvät ”tarkastettavat asiat” –lista (Ramboll Finland Oy 2006).

Tammet Oy:llä on pitkä kokemus ”perinteisten” teräsverkkojen käytöstä päällysrakenteissa, mutta Kopler-projektissa on kehitetty 3-lankaverkon päällysrakennekäyttöä. Paalutettu teräsverkkopenger on myös Kopler-projektissa innovoitu rakenne.

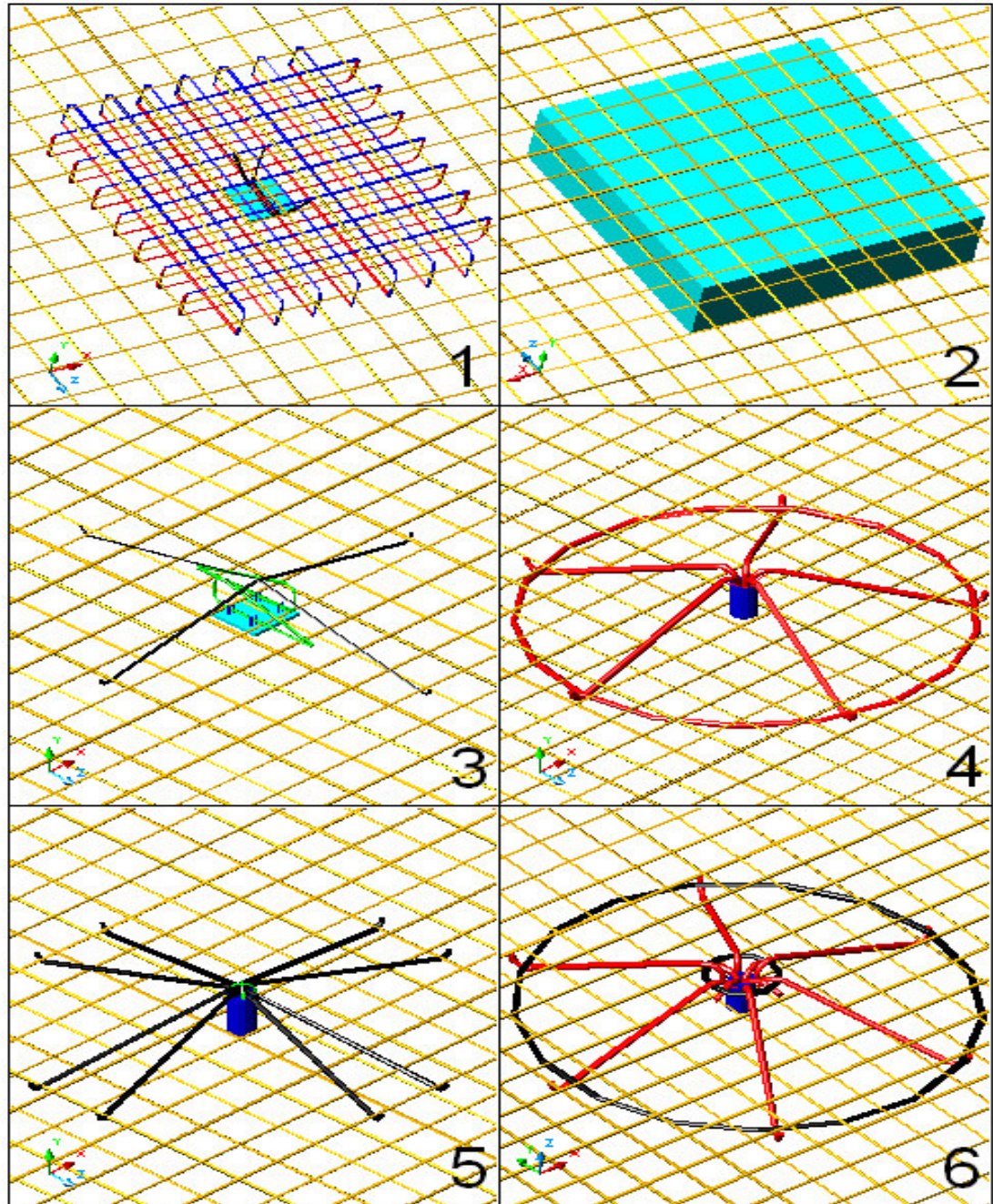
Riskienhallinta-analyysin tuloksena laadittiin paalutettuun teräsverkkopenkereeseen riskienhallintasuunnitelma sisältäen ennaltaehkäisevät toimenpide-ehdotukset riskien pienentämiseksi tai poistamiseksi. Kopler- projektin tunnistettuja merkittävimpiä riskejä voidaan suurelta osin hallita mm. seuraavilla toimenpiteillä:

- Koekohteet (kevät 2007)
- Mitoitusohjelman laatiminen
- Mitoitustaulukon ja asennusohjeen laatiminen
- Neuvontapalvelu asennuksen aikana
- Asennuspöytäkirjat ja kohdekortit
- Verkkoliitosten veto- ja kuormituskokeet TTY (paalutettu teräsverkkopenger)
- Markkinointistrategian laadinta (kevät 2007)
 - Esite
 - Tekniset- ja taloudelliset hyödyt käyttäjille
 - Edut kilpailijoiden tuotteisiin verrattuna
 - Markkinointiosaajien koulutus
 - Markkina-alueen kartoitus

4. Koerakenteiden kehittäminen, mitoitus ja suunnittelu

4.1 Rakenneratkaisujen kehittäminen

Paalutetun teräsverkkopenkereen ideointi alkoi Turun AMK:n ja Tammet Oy:n toimesta vuonna 2005. Kuvassa 4.1 on esitetty luonnosteluvaiheen ideoita paaluhatuille.

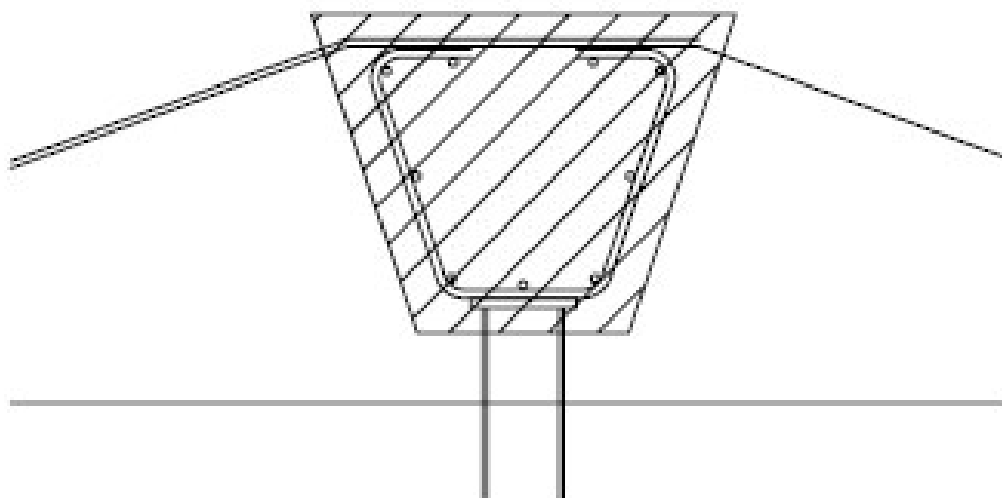


Kuva 4.1. Kopler-paaluhatun luonnosteluvaiheen ideoita (Haapalainen 2006, s. 51).

Ramboll Finland Oy palkattiin projektiin helmikuussa 2006 konsultiksi tekemään markkinaselvitystä paalutetulle teräsverkkopenkereelle. Elokuussa Ramboll alkoi suunnitella rakenneratkaisuja paalutetulle teräsverkkopenkereelle. Elokuussa 2006 esiteltiin neljä eri vaihtoehtoa paaluhatun toteuttamiseksi. Näistä valittiin kaksi vaihtoehtoa jatkokehittelyä varten (koerakenne A ja B tässä raportissa). Kuvassa 4.2 on esitetty poikkileikkaus betonoidusta paaluhatusta.

Betonoidussa paaluhatussa (koerakenne B) kentän teräsverkot ideoitiin taivutetuiksi (kuva 4.6), jotta niiden muoto olisi mahdollisimman lähellä riippuköyden muotoa ja käytön aikaiset muodonmuutokset jäisivät pienemmiksi. Betonoidulle paaluhatulle tehtiin elokuussa 2006 rakennetarkasteluja elementtimenetelmään perustuvalla LUSAS-mitoitusohjelmalla. Syyskuussa 2006 samalle rakenteelle tehtiin mitoituksia elementtimenetelmään perustuvalla Plaxis-ohjelmalla. Mitoituksista on kerrottu tarkemmin kohdassa 5.2.

Syksyn 2006 aikana alettiin etsiä paikkaa paalutetun teräsverkkopenkerein koerakentamiseksi. Espoon kaupunki osoitti mahdollisen koerakennuskohteen Espoon Vanttilaan. Koerakenteen suunnittelu Vanttilaan alkoi joulukuussa 2006. Koerakenteen suunnitteluvaiheesta kerrotaan tarkemmin kohdassa 5.3. Maaliskuussa 2007 rakennettiin paaluhatun prototyyppi, joka on esitetty kuvassa 4.3.



Kuva 4.2. Kopler-betonipalkkipaaluhattu (koerakenne B).



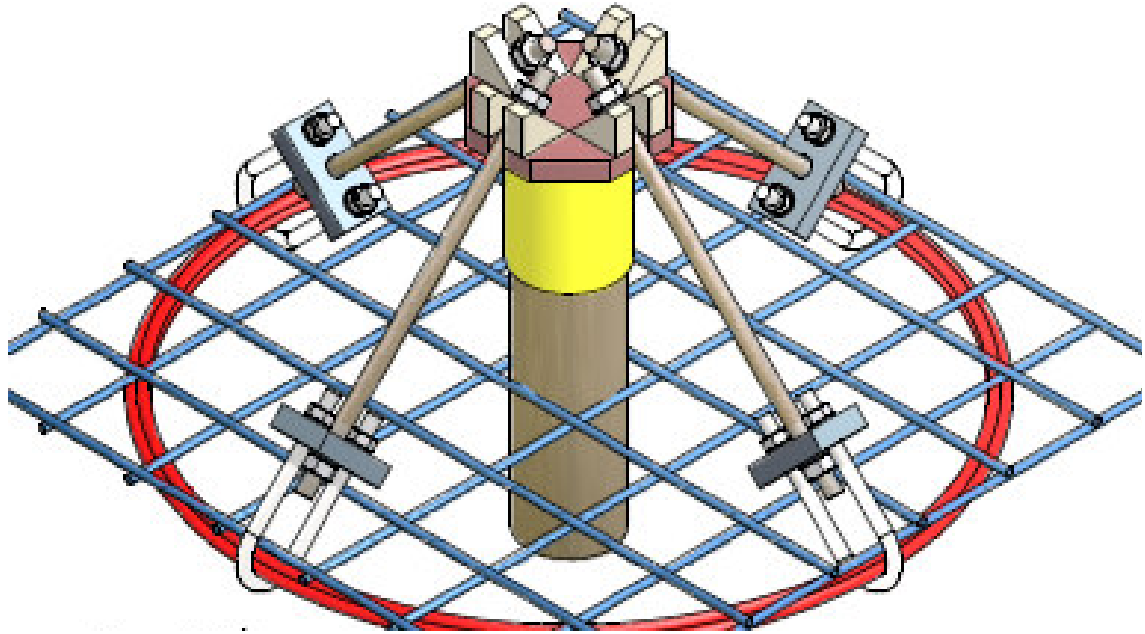
Kuva 4.3. Paaluhatun prototyyppi (koerakenne A).

Prototyypissä kentän teräsverkot tulivat paalua ympäröivän kehän päälle ja vetoteräksset siirtävät kuormat teräsverkoilta paalulle. Prototyyppi tehtiin dimensioiltaan ”varman päälle” ja prototyypin rakentamisen jälkeen päädyttiin kehittämään kevyempi ratkaisu paaluhatulle Vanttilan koerakenteeseen.

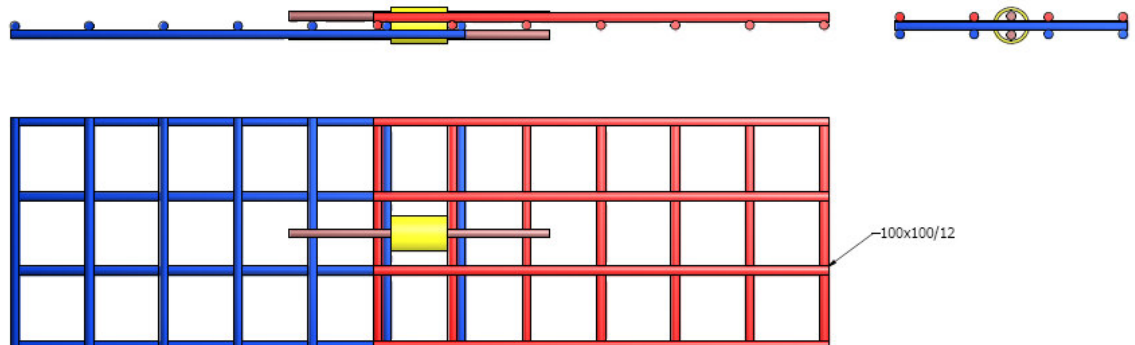
Ratkaisuja kehiteltiin kolme, joista Tammet Oy:n tekemän vetokokeen tulosten perusteella hylättiin paaluhattu, jossa vetoteräksen alapäässä oli koukkuliitos verkon silmien ympäri. Vetokokeessa todettiin, että koukun vetolujuus on riittämätön eli koukku suoristuu liian helposti. Työtekniikan perusteella hylättiin vaihtoehto, jossa vetoteräksen alapäässä oli mutteriliitos verkon alla. Mutterikiinnitys olisi ollut liian hankalaa tehdä verkon ahtaiden silmien läpi käsin. Vanttilan koerakenteen toiseksi lopulliseksi ratkaisuksi betonoidun palkkipaaluhatun lisäksi valittiin paaluhattu, jossa vetoteräksen yläpää kiin-

nitettiin paaluhatun hahloon mutterilla. Alapää kiinnitettiin teräsverkkoon U-liitoksella, jossa oli mutterikiinnitys yläpäässä. U-liitoksellinen paaluhattu on esitetty kuvassa 4.4.

Loppukevään 2007 aikana kehitettiin verkkojen välistä liitosta (”putkiliitos”), josta lopulta kehitettiin hyvin yksinkertainen ja toimiva versio. Liitos on esitetty kuvassa 4.5.



Kuva 4.4. U-liitoksellinen paaluhattu, jota käytettiin Vanttilan koerakenteissa (koerakenne A, / Röman 2007).



Kuva 4.5. Verkkojen välinen liitos ns. ”putkiliitos” (koerakenne A, / Röman 2007).

Verkkojen välinen liitos sisälsi kaksi harjaterästä ja teräsputken. Putki laitettiin verkkojen silmien väliin ja harjateräkset verkkojen ala- ja yläpuolelle putken läpi. Nämä ratkaisut, joita käytettiin Vanttilan koerakenteessa, eivät ole loppuun saakka optimoituja ja niitä on tarkoitus edelleen kehittää tulevaisuudessa.

4.2 Rakenteiden mitoitus

4.2.1 Korroosiomitoitus

Korroosiomitoitukselle voidaan käyttää empiirisillä tutkimuksilla saatua arvoa 2 mm / 100 a. Kaavassa 4.1 on esitetty korroosiomitoitus kaavan 3.26 mukaisesti.

$$s_d(100a) = (1 + 1,0) \cdot 0,0332 \cdot 100a^{0,6452} + 0,2 = 1,50mm \quad (4.1)$$

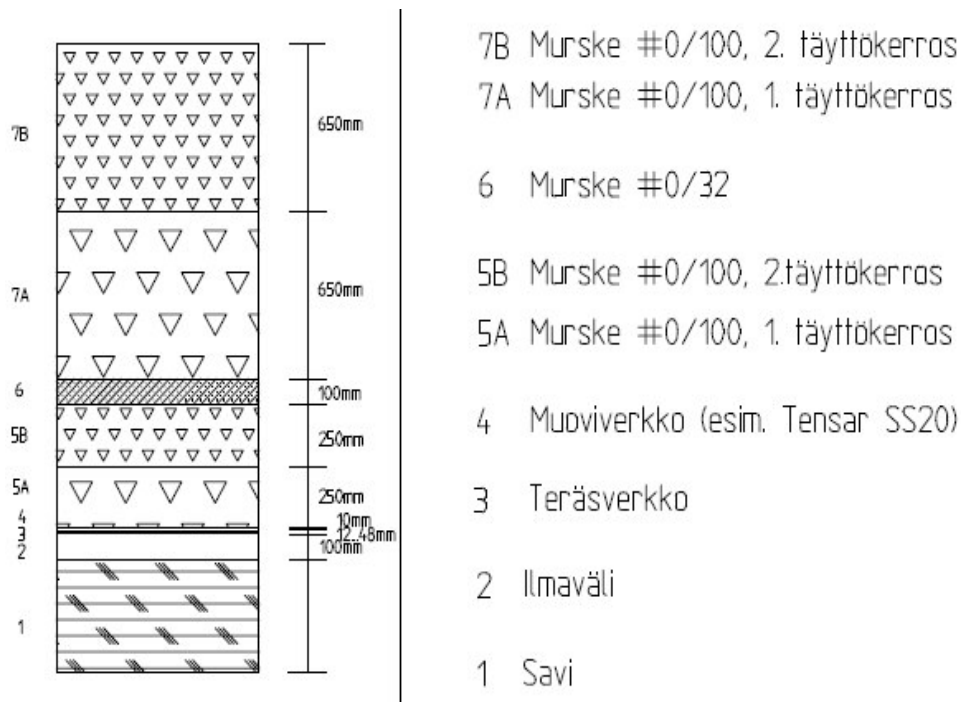
Korroosio on siis tämän mukaan hieman pienempi kuin ohjeellinen 2 mm / 100 a. Korroosiosta on kuitenkin vain vähän empiiristä tietoa pitkältä aikaväliltä, joten suuretta on vaikea ennustaa. Kaava 4.1 vastaa 95 % luottamustasoa.

Vanttilan koerakenteessa korroosiomitoitus tehtiin konservatiivisesti käyttäen kaikille teräsosille arvoa 2 mm / 100 a.

4.2.2 Pengerpaksuus, liikennekuorma ja mitoitusikä

Vanttilan koerakenteen pengerpaksuus oli 0,7 m. Tämän päälle rakennettiin vielä 1,3 m ylipengertä, jotta saatiin tutkittua paksumman penkereen toimintaa. Teräsverkkojen taso oli 0,7 m tulevan pinnantasauksen alapuolella. Pinnantasaus oli suunniteltu tasolle +10,2. Vanttilan koerakenteen rakennekerrokset on esitetty kuvassa 4.6.

Rakenteen mitoitusikäksi valittiin 100 vuotta. Mitoitusiän valinta perustui tietoon, että rakenne jää pysyväksi koekuormittamisen jälkeen.



Kuva 4.6. Vanttilan koerakenne. Rakennekerrokset.

Liikennekuormaksi LUSAS-verkkomitoituksissa (Rautakorpi 2006) käytettiin 40 kN pyöräkuormaa verkon reunalla ja keskellä joka vastaa Tiehallinnon kevyen liikenteen silloille käyttämää kuormitusta (Tielaitos 1999, s. 19). Paalujen mitoituksessa (luku 4.2.3) käytettiin liikennekuormaa 20 kN/m^2 .

4.2.3 Paalutyyppi ja paaluväli

Vanttilan koerakenteen paalut mitoitettiin Rautaruukki Oyj:n RR-paalutusohjeen (Rautaruukki 2002) mukaan paalun nurjahduksen ja geoteknisen kantavuuden suhteen huomioiden Vanttilan saven leikkauslujuus.. Paaluväliksi päätettiin 2,4 m x 2,4 m koerakenteissa A1 ja A2 sekä 1,3 m x 4,5 m koerakenteessa B. Kaavassa 4.2 on laskettu aluksi koerakenteille tulevat kuormat (2 m pengeri + liikennekuorma 20 kN/m^2):

Koerakenne A1, A2 ja B:

$$21 \frac{kN}{m^3} \cdot 2m + 20 \frac{kN}{m^2} = 62 \frac{kN}{m^2} \quad (4.2)$$

Kaavoissa 4.3 ja 4.4 on laskettu yhdelle paalulle tuleva mitoituskuorman vaikutuspinta-ala (paaluväli määritetty etukäteen verkkojen mittojen mukaiseksi).

$$\text{Koerakenne A1 ja A2: } 2,4m \cdot 2,4m = 5,76m^2 \quad (4.3)$$

$$\text{Koerakenne B: } 1,3m \cdot 4,5m = 5,85m^2 \quad (4.4)$$

Kaavoissa 4.5 ja 4.6 on laskettu paljonko mitoituskuormaa tulee yhdelle paalulle.

$$\text{Koerakenne A1 ja A2: } p \cdot A = 62 \frac{kN}{m^2} \cdot 5,76m^2 = 357kN \quad (4.5)$$

$$\text{Koerakenne B: } p \cdot A = 62 \frac{kN}{m^2} \cdot 5,85m^2 = 363kN \quad (4.6)$$

, missä

p on paaluun vaikuttava pohjapaine ja

A pohjapaineen vaikutuspinta-ala.

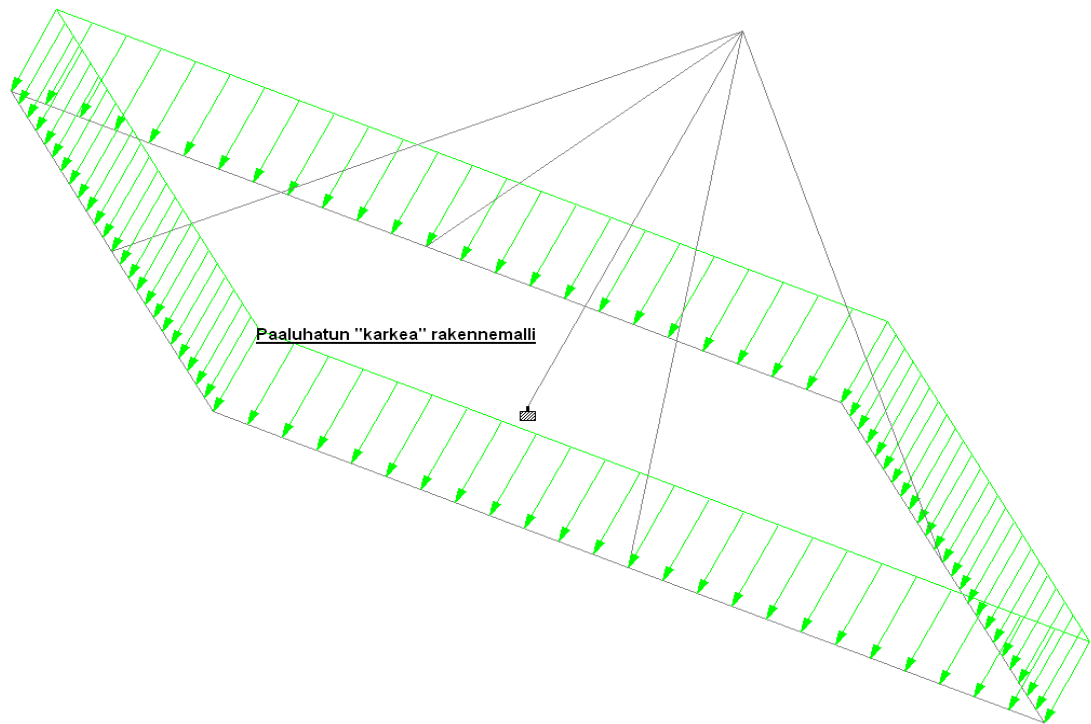
Espoon Vanttilassa on pohjatutkimustietojen mukaan saven leikkauslujuus 7 kPa. Tällöin paalua valittaessa kävisi RR-paalutusohjeen mukaan (Rautaruukki 2002) paalutyypin RR115/8. On kuitenkin huomioitava teräksen korroosio ja RR-paalutusohjeen mukainen pienennyskerroin lyhyille paaluille (Rautaruukki 2002, taulukko 6), jolloin päädyttiin valitsemaan seuraava varastokoko RR140/8 Vanttilan koerakenteen paaluksi.

Paalujen RR115/8 ja RR140/8 kapasiteetit ovat 350 kN ja 468 kN (Rautaruukki 2002, s. 9).

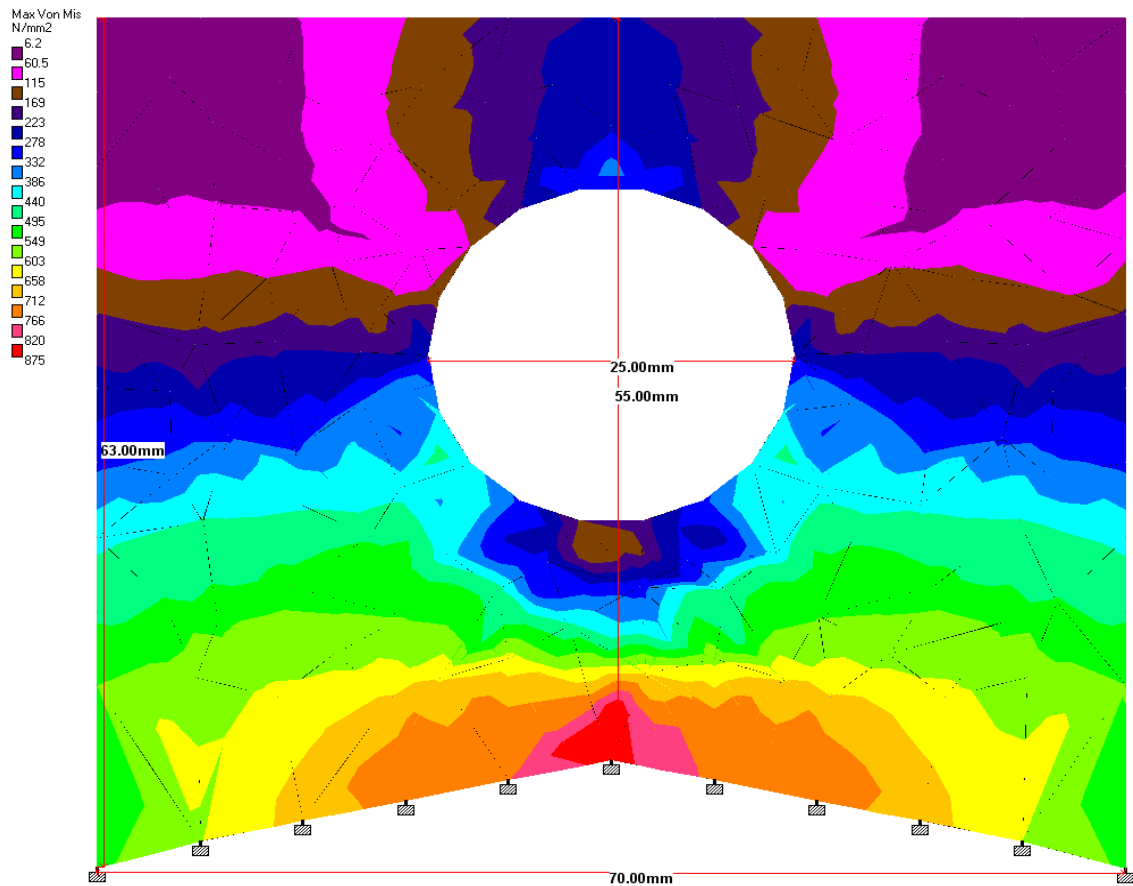
4.2.4 Paaluhattu

Vanttilan koerakenteen A1 ja A2 paaluhatun yläpään mitoitus tehtiin STAAD – mitoitusohjelmalla. Kuvassa 4.7 on esitetty STAAD-ohjelman ”karkea” mitoitusmalli paaluhatun yläpäälle (kruunu). Kuvassa 4.8 on esitetty STAAD-mitoituksesta saatuja Von Mises-jännityksiä paaluhatun kuormitusyhdistelmälle.

Edellä esitetyssä paaluhatun mitoituksessa saatiin selville, että osien täytyy olla huomattavasti vahvempia kuin STAAD-mitoituksessa esitetty. Koerakenteen A1 ja A2 vetoteträksinä päädyttiin mitoituksen avustamana käyttämään 24 mm kierretankoja (lujuusluokka 8.8), joissa on säätövaraa muttereille. Kierretankojen poikkileikkauspinta-ala on esitetty kaavassa 4.7.



Kuva 4.7. Paaluhatun mitoitusmalli STAAD-tietokoneohjelmassa (koerakenne A1 ja A2) (Autere 2007). Kuvissa 4.9 ja 4.10 on esitetty tarkempi malli rakenteesta.



Kuva 4.8. Von Mises – jännitykset koerakenteiden A1 ja A2 paaluhatun rakenneyhdistelmälle (Autere 2007).

$$\pi \cdot r = \pi \cdot (12\text{mm})^2 = 453\text{mm}^2 \quad (4.7)$$

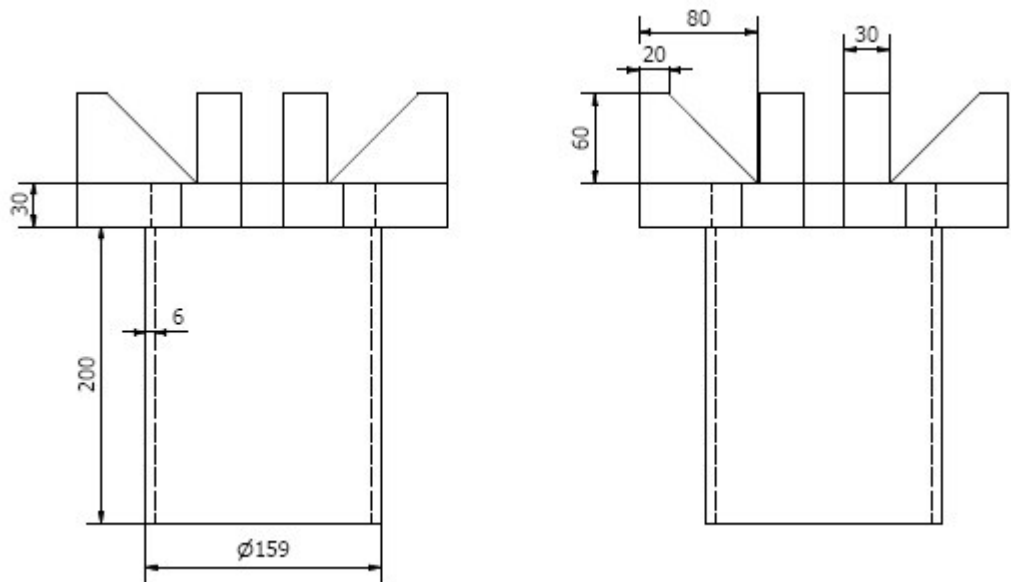
, missä

r on kierretangon poikkileikkauksen säde.

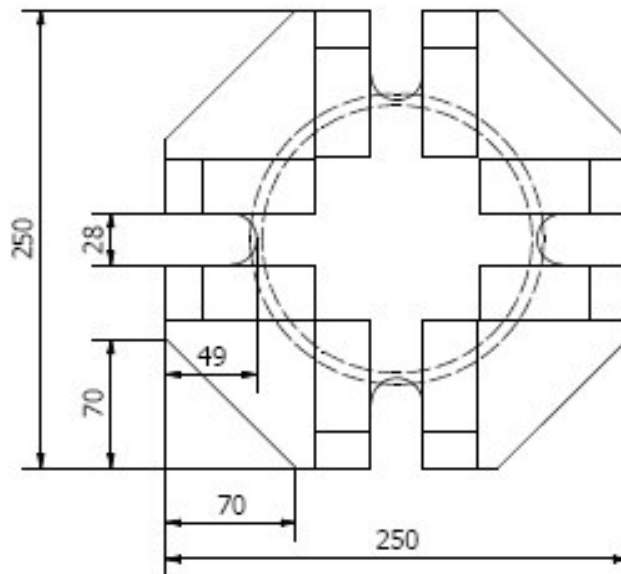
Lujuusluokan 8.8 murtolujuus on $800 \frac{N}{\text{mm}^2}$ (SFS-EN ISO 898-1). Kierretangon kapasiteetti on esitetty kaavassa 4.8.

$$800 \frac{N}{\text{mm}^2} \cdot 453\text{mm}^2 = 362\text{kN} \quad (4.8)$$

Paalut mitoitettiin pistekuormalle 357 kN (< 362 kN), joten mikäli kuormitus kohdistuu epäkeskeisesti vain yhteen vetotankoon, vetotangon kapasiteetti riittää silti. Paaluhatun kruununa päädyttiin käyttämään kuvien 4.9 ja 4.10 mukaista rakennetta.



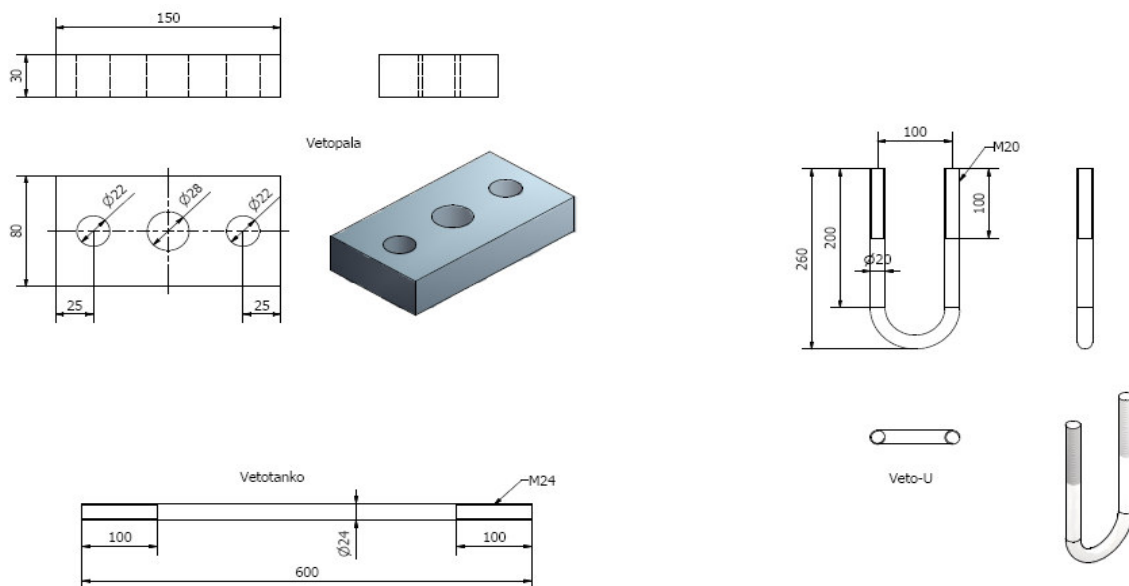
Kuva 4.9. Vanttilan koerakenteen A1 ja A2 paaluhatus leikkauspiirustus (Röman 2007).



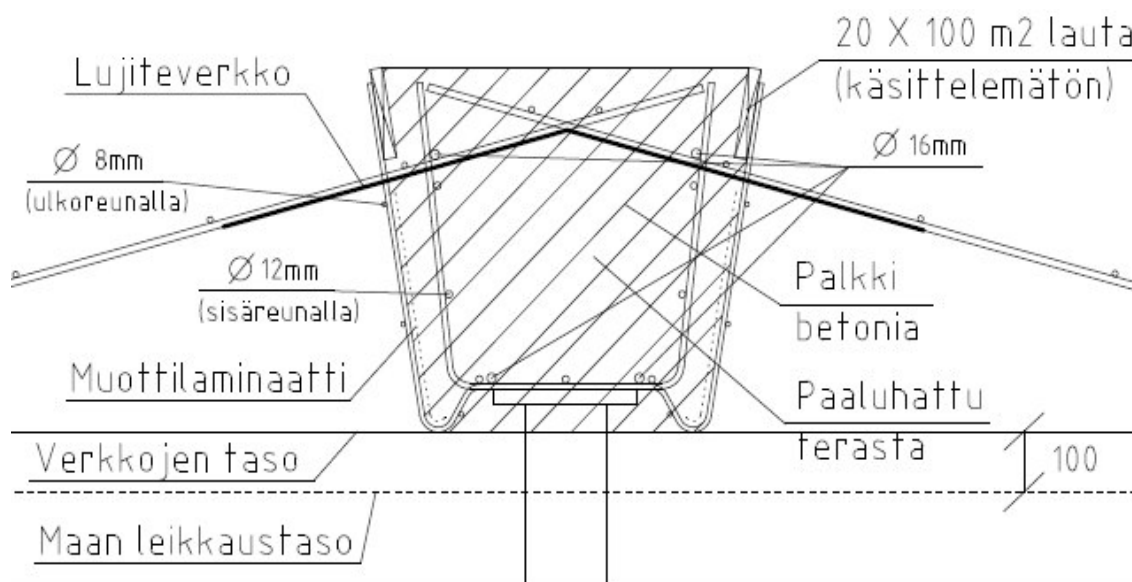
Kuva 4.10. Vanttilan koerakenteen A1 ja A2 paaluhatus rakennepiirustus (Röman 2007).

Koerakenteen A1 ja A2 paaluhatus vetotankojen alaosissa käytettiin U-liitosta, joka saatiin kiinnitettyä verkkoon lenkillä ja säädettyä muttereilla. Koerakenteen A1 ja A2 paaluhattujen U-liitokset on esitetty kuvassa 4.11.

Koerakenteen B paaluhatun mitoitus perustui elokuussa 2006 tehtyyn LUSAS-tietokonelaskelmaan (Rautakorpi, 2006). Mitoituksen ja Tammet Oy:n valmistaman muotin dimensioiden perusteella koerakenteessa B käytettiin kuvan 4.12 mukaista betonipalkkipaaluhattua.



Kuva 4.11. Vanttilan koerakenteen A1 ja A2 paaluhattujen vetotankojen U-liitos (Röman 2007).



Kuva 4.12. Vanttilan koerakenteen B betonipalkkipaaluhattu.

4.2.5 Teräsverkko

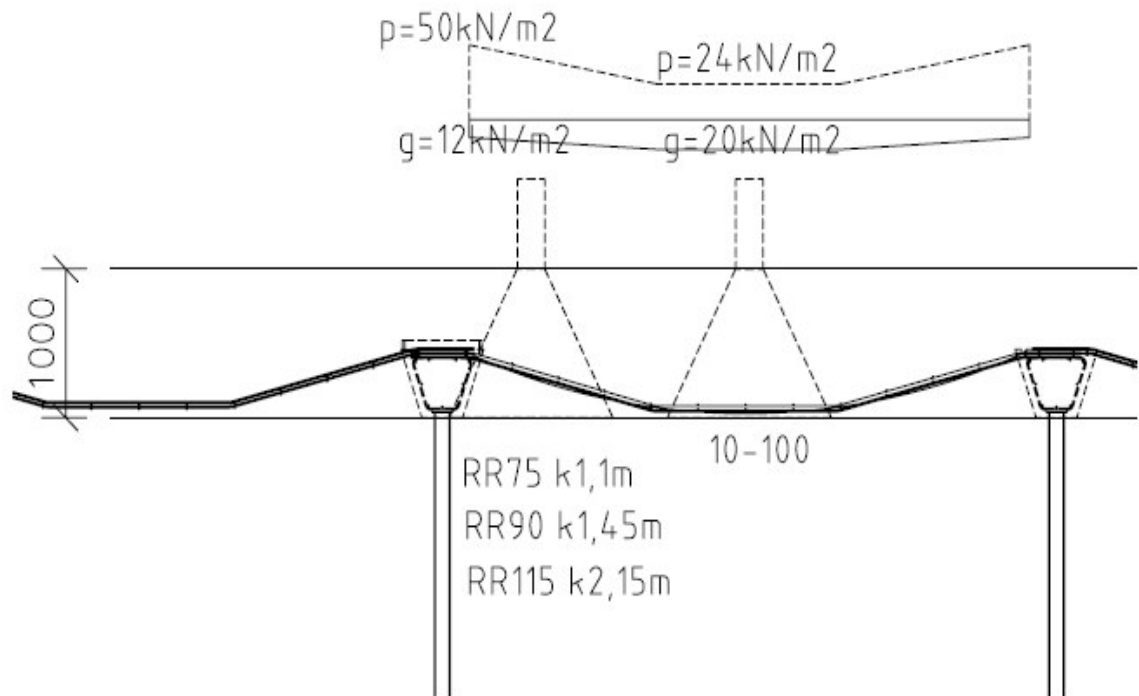
Alustavat teräsverkko- ja paaluhattumitoitukset tehtiin LUSAS- ja Plaxis-ohjelmilla. LUSAS-mitoitus (Rautakorpi 2006) tehtiin koerakenteen B betonipalkkipaaluhatulle elokuussa 2006. Plaxis-laskelmat (Pylkkänen & Forsman, 2006) tehtiin, jotta voitiin ottaa huomioon maan vaikutus rakenteeseen, joka ei ollut mahdollista LUSAS-ohjelmalla. LUSAS-mitoituksen oletuksia olivat (Rautakorpi 2006, s. 2):

- Penger on tuettu paaluille siten, että rakenteen pituussuuntaan paaluväli keskeltä keskelle on 4,5 m.
- Poikkisuunnassa paaluväli on pienempi ja tukilinjalle valetaan yhtenäinen betonipalkki.
- Kantava teräsverkko toimii vain pidemmässä suunnassa. Toiseen suuntaan riittää verkon perusraudoitus, joka tarvitaan rakenteen työnaikaiseen jäykistämiseen.
- Kuormituksena on täytemaan paino ja pinnalla vaikuttava 40 kN suuruinen pyöräkuorma. Jälkimmäinen vastaa tiehallinnon kevyen liikenteen silloille käyttämää kuormitusta. Pyöräkuorman vaikutuksen oletetaan jakaantuvan penkereelle kaltevuudessa 2:1, joten korkealla penkereellä sen vaikutus jää pienemmäksi kuin matalalla penkereellä.
- Laskelmissa on käytetty kahta eri pyöräkuorman asentoa. Toisessa tapauksessa kuorma sijaitsee verkon jänneväliin nähden epäkeskisesti tukipalkin vieressä. Toisessa tapauksessa kuorma sijaitsee keskellä jänneväliä.
- Teräsverkon laskennassa on huomioitu rakenteen epälineaarinen toiminta. Riippumaton kaltaisen rakenteen taipumat eivät nimittäin kasva lineaarisesti kuormituksen lisääntyessä, vaan taipuma kasvaa aluksi nopeasti ja kasvuvauhti hidastuu isommilla kuormilla. Laskenta on suoritettu vain muutamalle erikoistapaukselle eikä tuloksia voida suoraan soveltaa muille verkkotyypeille tai kuormituksille. Laskennassa on oletettu teräksen toimivan lineaarisesti. Käytännössä teräs myöttää verkon epäjatkuvuuskohdissa ja todelliset reunavenymät poikkeavat laske-
tuista. Suuruusluokka on kuitenkin oikea.
- Laskennassa on käytetty taivutettua teräsverkkoa, jonka pääterästen halkaisija on 10 mm ja jakoväli 100 mm. Terästen halkaisija on määritetty siten, että norma-

lista 12 mm teräksestä on vähennetty 1 mm ruostumisvara koko poikkileikkauksen alueelta. Yhdessä laskennassa on käytetty vertailun vuoksi 12 mm teräsko-koa.

- Laskennassa ei ole huomioitu pengertäytteen rakennetta jäykistävää vaikutusta. Todellisuudessa rakenteen taipumat jäävät laskettuja arvoja pienemmiksi, koska maahan syntyy verkon muodonmuutoksista sisäisiä leikkausjännityksiä, jotka pienentävät muodonmuutoksia. Laskentatulokset ovat siis taipumien osalta var- malla puolella (Rautakorpi 2006 s. 2).

Kuvassa 4.13 on esitetty LUSAS-mitoituksen geometria koerakenteessa B. Kuvassa 4.7 on esitetty LUSAS-mitoituksen tulokset. Mitoituksessa on vaihdeltu pengerkor- keutta ja paaluväliä paalutyypeittäin (Rautakorpi 2006, s. 3).



Kuva 4.13. Vanttilan koerakenne B. LUSAS-mitoituksen geometria yhden metrin pen- gerkorkeudella (Rautakorpi 2006, s. 3).

Taulukko 4.1. Koerakenne B. LUSAS-mitoituksen tulokset (Rautakorpi 2006, s. 7).

Geometrisesti epälineaarisen laskennan tuloksia

Vetoteräksset D10k100

Pengerkorkeus	Kuormitustyyppi	Siirtymä alaspäin	Siirtymä ylöspäin	Vetovoima	Suurin taivutusmo- mentti	Jännitys vetovoimasta	Max. vetojännitys	Max. reunavenymä
m		mm	mm	kN/m	kNm/m	MN/m ²	MN/m ²	%
1,0	Maatäyttö	29	8	107	1016	136,2		0,6
1,0	40 kN reunalla	95	169	50	2970	63,7		1,5
1,0	40 kN keskellä	34	30	69	594	87,9	224,1	0,3
1,5	Maatäyttö	33	4	158	1030	201,2		0,6
1,5	40 kN reunalla	85	139	29	1820	36,9		0,9
1,5	40 kN keskellä	30	26	35	427	44,6	245,7	0,2
2,0	Maatäyttö	35	3	217	1290	276,3		0,8
2,0	40 kN reunalla	56	94	26	987	33,1		0,5
2,0	40 kN keskellä	19	15	32	317	40,7	317,0	0,2
2,5	Maatäyttö	37	1	268	1490	341,2		0,9
2,5	40 kN reunalla	41	66	19	628	24,2		0,3
2,5	40 kN keskellä	11	7	22	188	28,0	369,2	0,1

LUSAS-Mitoituksen tuloksista voitiin päätellä seuraavaa (Rautakorpi 2006, s. 17):

- Taivutettu verkko muuttaa pengertäytön alla muotoaan siten, että lähestytään riippuköyden muotoa.
- Verkkoa kuormitettaessa tapahtuu plastisia muodonmuutoksia samaan tapaan kuin verkkoa tehtaalla taivutettaessa. Suurimmat muodonmuutokset tapahtuvat verkon ja betonipalkin liittymäkohdassa.
- Pyöräkuormien aiheuttamat verkon pystysiirtymät ovat isoja (enemmillään 170 mm). Arvot ovat varmallalla puolella.
- Oletettu verkkorakenne (d10 k100) on riittävä alle 2 m pengerkorkeuksille. Korkeammilla penkereillä teräsväliä on tihennettävä.
- Rakenteen heikon kohdan muodostaa teräsverkon ja betonipalkin liitos, johon suuret pyöräkuormat aiheuttavat isoja plastisia muodonmuutoksia.

LUSAS-mitoituksen jälkeen tarkasteltiin Plaxis-ohjelmalla vaikuttaako maan käyttäytyminen olennaisesti saatuihin tuloksiin. Plaxis-mitoituksessa käytettiin seuraavia oletuksia (Pylkkänen & Forsman 2006, s. 2):

- Penger on tuettu paaluille siten, että rakenteen pituussuuntaan paaluväli keskeltä keskelle on 4,5 m.
- Poikkisuunnassa paaluväli on pienempi ja tukilinjalle valetaan yhtenäinen betoni-palkki.
- Kantava teräsverkko toimii vain pidemmässä suunnassa.
- Laskennassa on käytetty teräsverkkoa, jonka pääterästen halkaisija on 10 mm ja jakoväli 100 mm.
- Toiseen suuntaan riittää verkon perusraudoitus, joka tarvitaan rakenteen työnaikaiseen jäykistämiseen.
- Verkon on oletettu riippuvan ilmassa eli verkon alle ei ole mallinnettu maakerrosta.
- Toisessa tapauksessa kuorma sijaitsee verkon jänneväliin nähden epäkeskisesti tukipalkin vieressä.
- Toisessa tapauksessa kuorma sijaitsee keskellä jänneväliä.

Pyöräkuormaa on Plaxis-laskennoissa kuvattu viivakuormalla (15-35 kN/m) , jota on pienennetty pengerkorkeuden kasvaessa siten, että siitä syntyvä paine teräsverkon tasossa vastaa pistemäisestä pyöräkuormasta syntyvää painetta (Pylkkänen & Forsman s. 3).

Pengertäytteelle on käytetty kitkakulman arvona 34 astetta ja koheesion arvona 20 kPa. Pienemmällä koheesion arvolla Plaxis ei saa laskettua (laskenta ei ”suppene”). Plaxis-raportin (Pylkkänen & Forsman s. 3) liitteessä 7 on esitetty muut pengermateriaalille käytetyt parametrit. Teräsverkko on mallinnettu Plaxis:n ”plate” -elementillä ja käytetyt parametrit on esitetty Plaxis-raportin liitteessä 7. Mallinnusta yritettiin myös Plaxisen ”geogrid” -elementeillä, mutta niillä ko. mallinnus ei onnistunut (Plaxis kaatui kesken laskennan).

Plaxis-laskelmat on tehty kahdella pengerkorkeudella 1,0 m ja 2,5 m. Molemmat tapaukset on laskettu ilman liikennekuormaa sekä jännevälin keskellä ja reunassa vaikuttavalla pyöräkuormalla. Taulukossa 4.2 on esitetty kussakin tapauksessa teräsverkolle saatu maksimisiirtymä, maksimivetojännitys ja maksimimomentti (Pylkkänen & Forsman s. 3).

Verrattaessa tätä taulukkoa LUSAS-laskelmissa esitettyyn on otettava huomioon, että LUSAS-laskelmissa ei ole huomioitu pengertäytteen rakennetta jäykistävää vaikutusta. Lisäksi taulukko eroaa LUSAS-laskelmien taulukosta siinä, että tässä oletettu vaiheittain rakentaminen eli maataytön aiheuttama jännitystilan muutos ja siirtymä on oletettu tapahtuvan ensin ja liikennekuorma on lisätty sen jälkeen (Pylkkänen & Forsman s. 3).

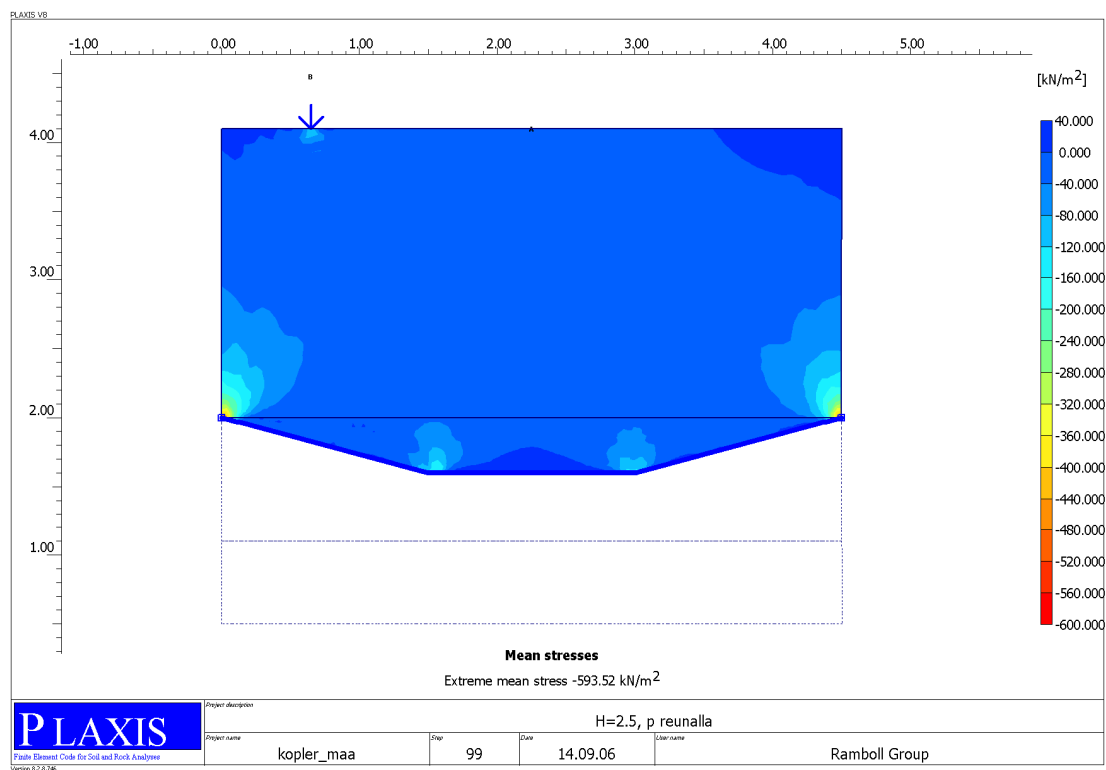
Verrattaessa LUSAS-laskelmiin voidaan havaita, että siirtymät ovat selvästi pienempiä ja tapahtuvat ainoastaan alaspäin. Vetovoiman ja taivutusmomentin voi katsoa olevan samaa suuruusluokkaa molemmissa laskelmissa. Plaxiksella määritetyt pienemmät siirtymät johtuvat pengertäytteen jäykistävästä vaikutuksesta. Jännityksen jakautuma kuviosta (mean stresses) voi havaita myös miten jännitys kerääntyy paalujen kohdalle (kuva 4.7).

Plaxiksella on suoritettu myös laskelma, missä 2,5 metrin penger on korvattu teräsverkon tasossa vaikuttavalla 50 kPa:n tasaisella kuormalla. Tällöin on saatu 700 mm:n luokkaa olevia siirtymiä, jotka johtunevat leikkausjännityksistä mistä voi päätellä, että Plaxis ei ilmeisesti osaa käsitellä teräsverkkoa köysikäyränä.

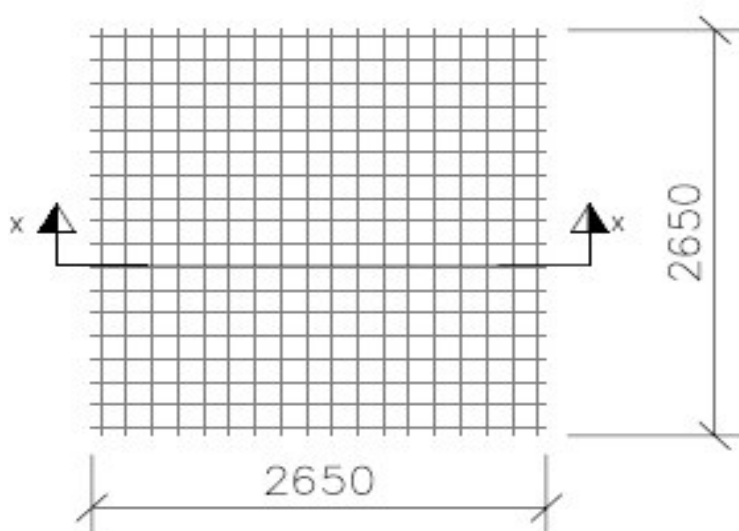
Kuvassa 4.14 on esitetty Plaxis-mitoituksen kuvaaja jännityksistä, kun teräsverkon päällä on 2,5 metrin penger ja 40 kN liikennekuorma reunalla.

Taulukko 4.2. Vanttilan koerakenne B. Pengerpaksuudella 1,0 m ja 2,5 m Plaxiksella määritetyt teräsverkon maksimisiirtymä, maksimivetojännitys ja maksimimomentti (Pylkkänen & Forsman s. 3).

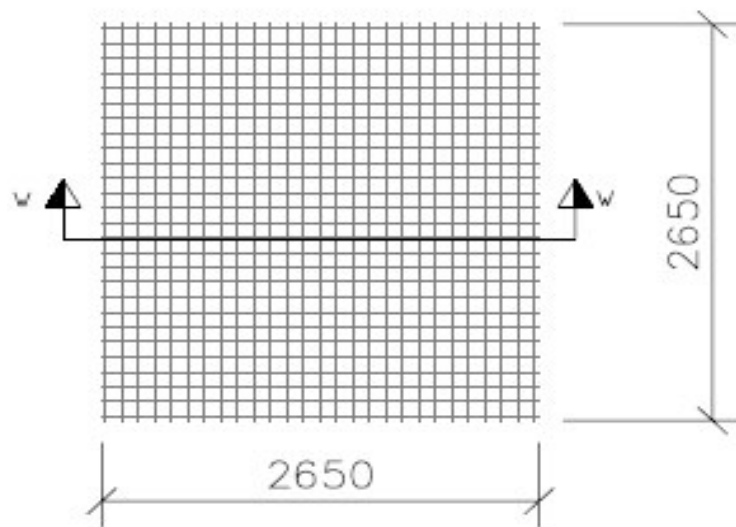
Pengerkorkeus m	Kuormitustyyppi	Siirtymä alaspäin mm	Vetovoima kN/m	Suurin taivutus- momentti kNmm/m
1,0	Maatäyttö	7	96	581
1,0	40 kN reunalla	13	159	1180
1,0	40 kN keskellä	12	146	775
2,5	Maatäyttö	14	183	2230
2,5	40 kN reunalla	16	204	2580
2,5	40 kN keskellä	16	201	2410



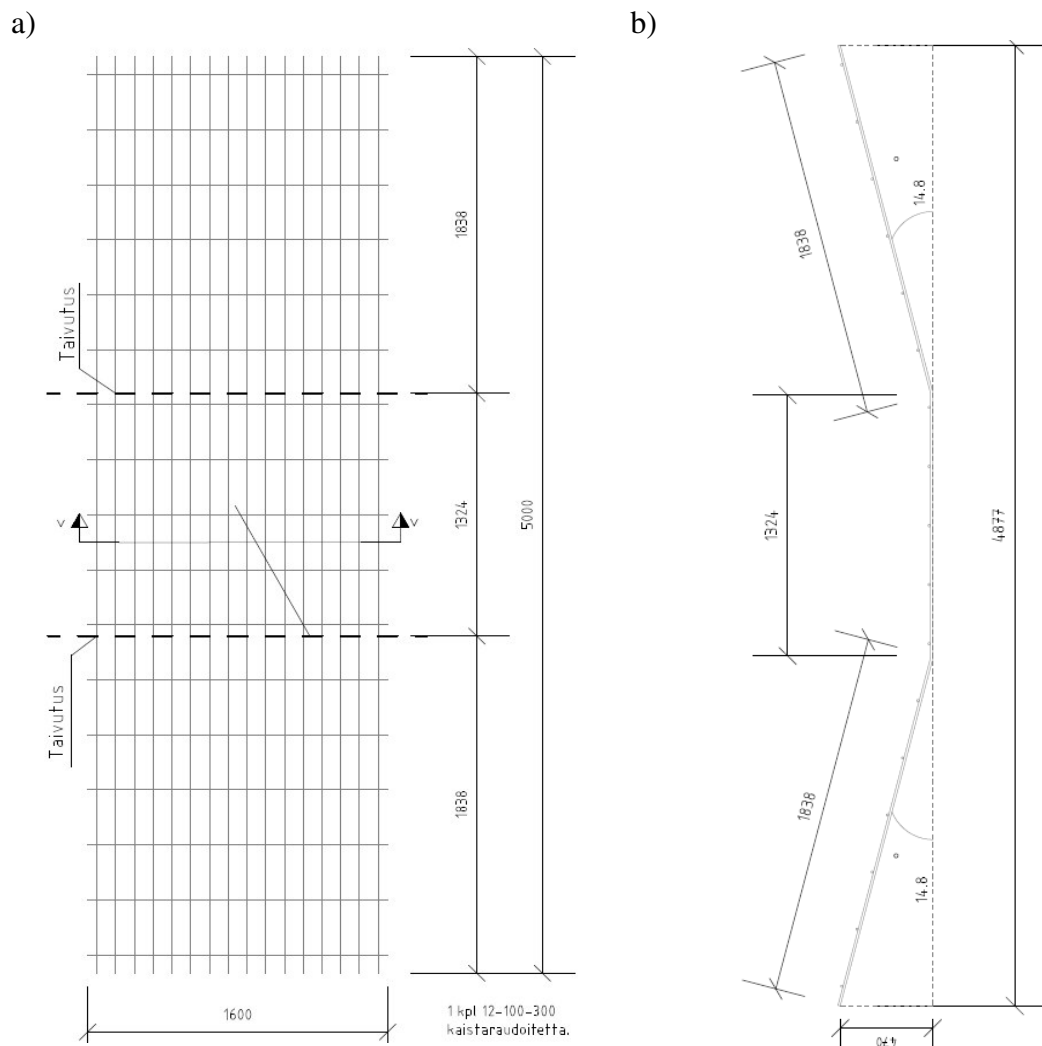
Kuva 4.14. Vanttilan koerakenne B. Plaxis-laskelman jännityskuvaaja (mean stresses). Pengerkorkeus 2,5 m, maatayttö ja 40 kN:n liikennekuorma reunalla (Pylkkänen & Forsman 2006).



Kuva 4.15. Vanttilan koerakenteen A1 teräsverkko 12 mm - 150 mm x 150 mm.



Kuva 4.16. Vanttilan koerakenteen A2 teräsverkko 12 mm – 100 mm x 100 mm.

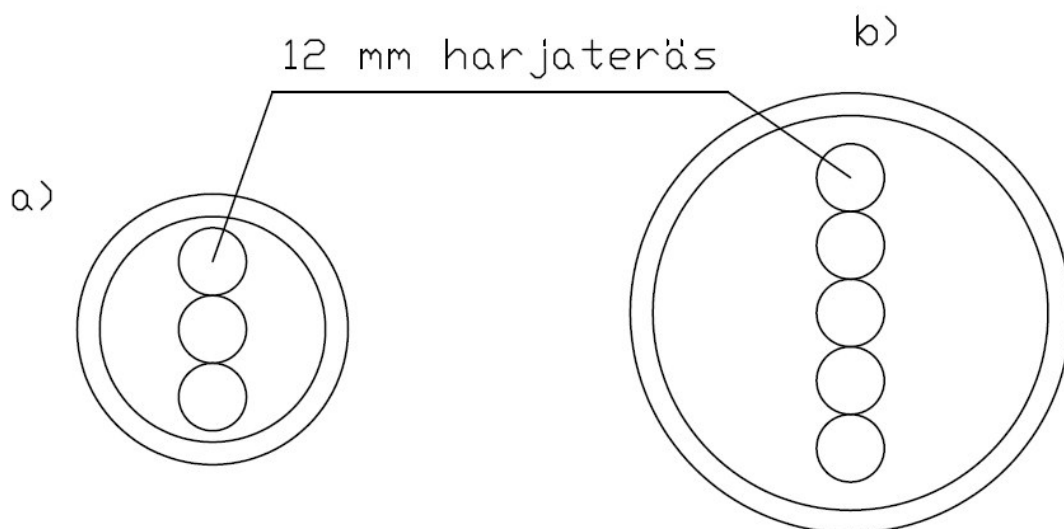


Kuva 4.17. Vanttilan koerakenteen B taivutettu teräsverkko 12 mm – 100 mm x 300 mm
(a) rakennepiirustus, (b) poikkileikkaus.

LUSAS- ja Plaxis-mitoitusten perusteella ja Tammet Oy:n tuotantotekniikka huomioon ottaen koerakenteessa A1 päädyttiin käyttämään 12 mm – 150 mm x 150 mm – (kuva 4.15), koerakenteessa A2 12 mm – 100 mm x 100 mm- (kuva 4.16) ja koerakenteessa B 12 mm – 100 mm x 300 mm- teräsverkkoja (kuva 4.17).

4.2.6 Verkon liitokset

Verkon liitosten mitoitusperiaate on esitetty luvussa 3.5.7. Vanttilan koerakenteessa käytettiin kahta putkikokoa liitoksissa (kuva 4.18), kun harjateräkset olivat 12 mm paksuja:



Kuva 4.18. Putkiliitosten harjateräkset, kun terästen halkaisija on 12 mm. Päällimmäinen ja alin harjateräs ovat putkiliitoksen verkot toisiinsa kiinnittävät harjateräkset (kulkevat putken pituussuunnassa). Reunimmaisten harjaterästen välissä olevat teräsverkon harjateräkset kulkevat poikkisuunnassa putkeen nähden. Vaihtoehdossa b) keskimäinen viidestä harjateräksestä on 12 mm ilmaväli, joka jää verkon harjaterästen väliin silloin, kun verkot eivät lukkiudu toisiinsa. a) 3 harjaterästä: Putki 40 mm sisähalkaisija, 44 mm ulkohalkaisija, tyhjättilaa 4 mm ja b) 5 harjaterästä: Putki 70 mm sisähalkaisija, 74 mm ulkohalkaisija, tyhjättilaa 10 mm.

10 mm välys (tyhjättila) todettiin rakennusvaiheessa tuleviin rakenteisiin liian suureksi, koska harjateräkset pääsivät liukumaan putkesta ulos ennen rakenteen kiristämistä. Sopivana välyksenä voi kokemusten perusteella pitää 5 mm. Mikäli välys on liian pieni, on putkiliitosten terästen asentaminen vaikeaa.

Putken pituus riippuu teräsverkon silmäkoosta. Putki on asennettavissa verkon silmään, mutta sen on samalla oltava niin pitkä, että kiristäessä ottaa verkon harjaterästen kuormat vastaan siten, että verkot eivät pääse liikkumaan toisistaan kauemmaksi.

Vanttilan koerakenteessa käytettiin kahta putken pituutta liitoksissa:

- Teräsverkon silmäkoko (koerakenne A2) 100 mm x 100 mm: Putken pituus 70 mm
- Teräsverkon silmäkoko (koerakenne A1) 150 mm x 150 mm: Putken pituus 120 mm.

Koerakenteessa B silmäkoko oli 100 mm x 300 mm, joten siinä voitiin käyttää putken pituutena 70 mm, koska putki asennettiin lyhyempään teräsväliin.

4.2.7 Reuna-alueet

Koerakenteen A1 ja A2 teräsverkkojen reunat päättyivät massanvaihtoon, tulevaan pilaristabilointikenttään ja koerakenteeseen A1 tai A2. Massanvaihtoalueella verkot ylitettiin vähintään 1 metrin massanvaihdon päälle ja asennettiin pengeri päälle. Penkereen maanpaine piti verkon reunat paikoillaan. Pilaristabilointikentän päälle jätettiin Tensar-verkon ja suodatinkankaan ylitys 1 metrin verran teräsverkkojen reunasta. Verkot liitetään myöhemmin pilaristabilointikenttään ja ne toimivat siirtymärakenteena. Koerakenteiden A1 ja A2 välillä käytettiin ”putkiliitosta”, jonka mitoitusperiaatteet on esitetty luvussa 3.5.7 ja piirustus kuvassa 4.5.

Koerakenteen B teräsverkkojen reunat päättyivät massanvaihtoon ja tulevaan pilaristabilointikenttään. Pilaristabilointikentässä toimittiin kuten koerakenteissa A1 ja A2. Massanvaihtoalueella huomattiin aluksi, että palkit kääntyvät, jos koerakenteen B kenttään kohdistuu epäkeskeinen kuormitus. Tällöin todettiin, että 1 metrin ylitys (ankkurointipituus) ei ole tarpeeksi pitkä ja teräsverkkojen pinta-alaa jatkettiin koerakenteen B eteläreunaan (kuva 6.18). Palkit käännettiin kaivinkoneella takaisin alkuasemaansa ja niiden ei havaittu kääntyvän tämän jälkeen. Tulevissa rakenteissa on syytä kehittää koerakenteen B päätyjen rakennetta, jotta vastaavilta ongelmilta vältytään.

4.2.8 Erityiskohdat

Koerakennusalueelle tulleet kaksi kaivoa ja sadevesiviemärit asennettiin massanvaihdon ja louhitun kallion varaan. Mikäli kaivot olisivat tulleet teräsverkkokenttien alle, niin olisivat ne jouduttu ripustamaan (kohta 3.5.9).

Instrumentoinnin takia alueelle sijoitettu sähkökaappi asennettiin myös massanvaihdon päälle.

4.3 Rakenteiden suunnittelu

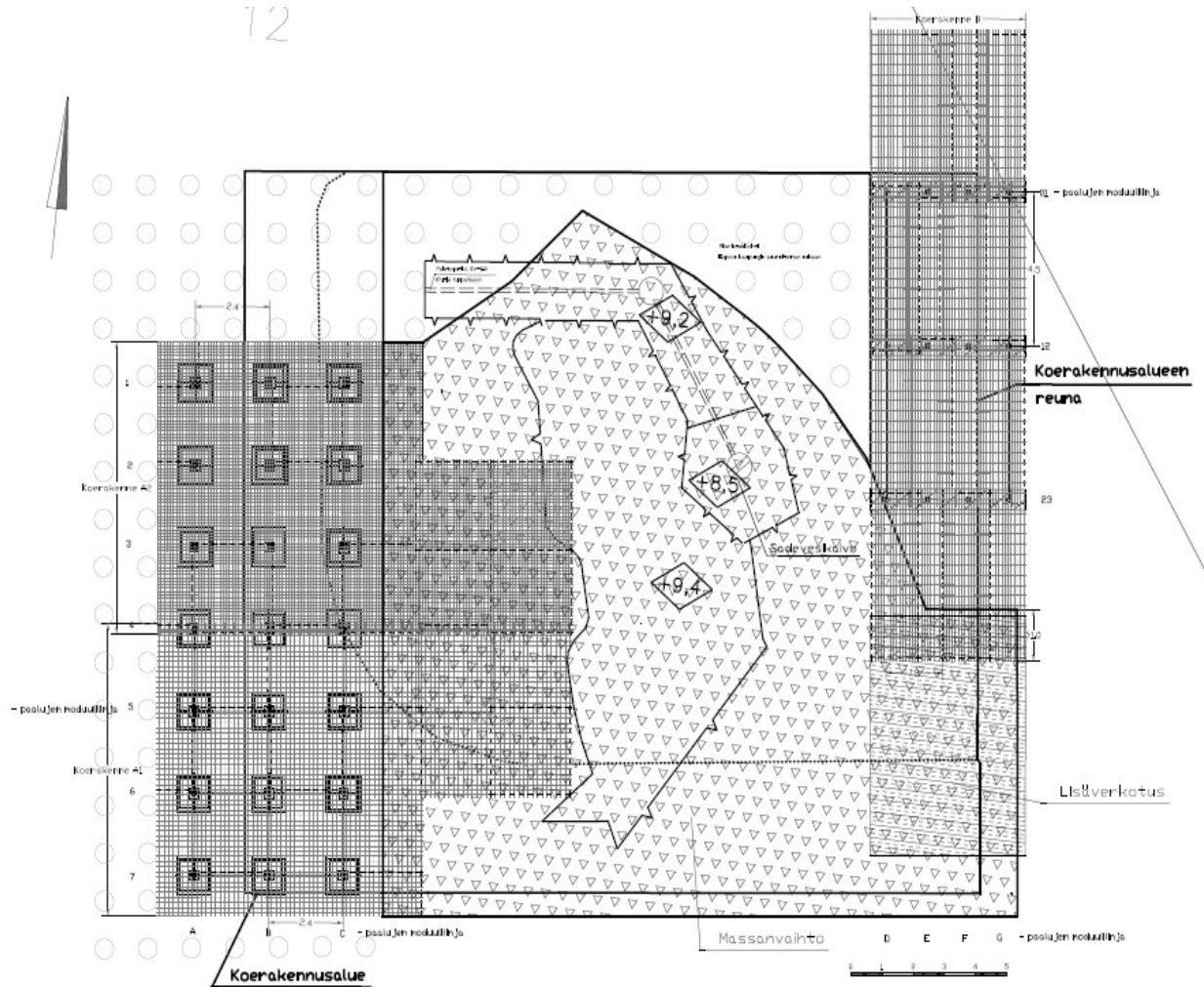
Koerakenteen suunnittelu alkoi joulukuussa 2006 ja suunnittelusta vastasi Ramboll Finland Oy. Suunnittelu tapahtui seuraavassa järjestyksessä:

1. Pohjatutkimuspiirustukset ja -leikkaukset
2. Koerakennepiirustukset ja –leikkaukset
3. Liitosdetaljit ja muut detaljipiirustukset
4. Instrumentointisuunnitelma
5. Työselostus ja paaluhattujen kokoamisohje
6. Paaluhattudetaljit
7. Louhintasuunnitelma (ja kohdat 1, 2 ja 4 uudelleen)
8. Toteutumakuva

Koerakennesuunnitelmia jouduttiin muuttamaan toukokuussa 2007 kairauspisteiden välistä löytyneen kalliokohouman takia. Lisäksi tässä vaiheessa tehtiin louhintasuunnitelma, jota alun perin ei osattu odottaa tarvittavan koerakentamisessa Kuvassa 4.19 on esitetty Vanttilan koerakenteen toteutumakuva.

Koerakenteen työselostus tehtiin InfraRYL 2006:n mukaan. Työselostus on esitetty liitteinä 1.

Koerakenteen tarkempia suunnitelmia on esitetty liitteissä 2-9.



Kuva 4.19. Vanttilan koerakenteen toteutumapiirustus. Vasemmalla näkyvä tumma alue sisältää koerakenteet A1:n ja A2:n. Oikealla näkyvä tumma alue sisältää koerakenteen B. Alueiden välissä on massanvaihtoalue. Vasemmassa reunassa ja yläreunassa näkyvät vaaleat ympyrät ovat myöhemmin tehtäviä stabilointipilareita.

5. Koerakennuskohteen esittely

5.1 Sijainti ja alueen tuleva käyttötarkoitus

Koerakennusalue sijaitsee Vanttilassa, Espoossa osoitteessa Vantinlaaksontie 30. Kohteen sijaintipiirustus on esitetty liitteessä 2. Kuvassa 5.1 on esitetty koerakennusalue ennen urakan aloittamista.

Koerakennusalueen tontille rakennetaan Vanttilan koulu lähitulevaisuudessa ja itse koerakenteen kohdalle tulee autojen pysäköintialue.



Kuva 5.1. Vanttilan koerakenteet. Koerakennusalue ennen urakan alkua (21.3.2007).

5.2 Geologia

Maanpinta havaittiin ennen raivausta tasolla +10,4...+11,5.

Alueella oli 8 hyötypuuta, jotka kaadettiin pois. Pintamaa oli täyttöä ja muutamassa koh-
taa tontille oli läjitetty tiilimursketta.

Koerakennusalueen maaperä oli pääosin savea. Paalujen arvioidut tunkeutumispituudet
olivat 1,5...9 metriä.

Kalliopinta nousi jyrkästi alueen keskellä ollen korkeimmillaan tasolla +10,4. Myös alu-
een eteläreunassa kallio nousi tasolle +11,0. Alueen keskellä ollutta kalliokohoumaa ei
havaittu pohjatutkimuksissa, vaan se havaittiin vasta alueen maaleikkauksen yhteydessä

Pohjavedenpinnasta oli tehty havainto marraskuussa 2006, jolloin pinta oli tasolla +9,5.
Maaleikkauksen jälkeen havaittiin silmämääräisesti, että pohjavedenpinta on yleisesti
hieman tätä alemmalla tasolla.

Espoon kaupunki oli tehnyt tontilla aiemmin painokairauksia ja teki urakan aikana kal-
liohavainnon takia porakonekairauksia. Alkuperäisten painokairausten perusteella kal-
liokohoumaa alueen keskellä ei tiedetty, koska kohouma sattui kairausten väliin. Kallio-
havainto tehtiin maaleikkauksen yhteydessä, jonka jälkeen suoritettiin porakonekairauk-
sia kallioesiintymän tarkemmin määrittämiseksi.

6. Koerakenteiden toteutus

6.1 Rakennuttaminen

Koerakenteen rakennuttajakonsulttina toimi Marko Miskala Ramboll Finland Oy:stä, joka oli sopimussuhteessa ainoastaan tilaajaan. Urakkamuotona käytettiin yksikköhintapohjaista laskutyöurakkaa neuvotelluin hinnoin.

Urakat hankittiin ilman yleistä tarjouskilpailua hankkeen erikoisuuden takia. Tärkeimpinä kriteereinä urakoitsijoiden valitsemisessa nähtiin luotettavuus, hinta ja ammattitaitoisuus. Hanke jaettiin kolmeen (3) urakkaan:

1. Maarakennusurakka
2. Paalutusurakka
3. Louhintaurakka

Maarakennusurakoitsijana toimi Lohjan Maarakennus Oy. Maarakennusurakkaan kuului massanvaihdon lisäksi teräsverkkojen ja paaluhattujen asennus, kaivojen ja sadevesiviemärien asennus sekä penkereen rakentaminen. Urakoitsija hankki rakennusmateriaalit itse paitsi teräsosia (ei paaluja), jotka Tammet Oy toimitti.

Paalutusurakoitsijana toimi Suomen Teräspaalaus Oy. Paalutusurakkaan kuului paalujen asentamisen sekä katkaisun lisäksi kalliokärjet ja paaluhattut teräspalkkipaaluille, betonipalkkipaaluhattu vaihtoehdossa.

Louhintaurakoitsijana toimi PMM-Louhintä Oy. Louhintaurakkaan kuului koerakennusalueen louhintä tasolle +9,4. Lisäksi urakkaan kuului uralouhintaa kaivoja ja sadevesiviemäriä varten.

Kaikki urakoitsijat olivat suorassa sopimussuhteessa tilaajaan. Lisäksi Ramboll Finland Oy suoritti tontilla paikalle mittauksia paalutusta ja kiintopisteitä varten.

6.2 Aikataulu

Koerakentamisen kesto oli suunnilleen sama kuin mikä oli arvioitu ennen rakentamista. Taulukossa 6.1 on esitetty Vanttilan koerakenteen toteutunut aikataulu työvaiheittain. Mikäli koerakennusalueella ei olisi jouduttu tekemään varsinaiseen koerakentamiseen kuulumattomia työvaiheita, työ olisi kestänyt vain pari viikkoa. Töiden tahdistus onnistui hyvin eikä koerakentamisen aikana ollut merkitsevästi hetkiä, joissa tehokkuus kärsi.

Taulukko 6.1. Vanttilan koerakenteen toteutunut aikataulu vuonna 2007.

Työvaihe	Ajankohta	Kesto
Raivaus ja puiden poisto	30.4. - 3.5.	3tv
Pintamaan poisto	3.5. - 10.5.	6tv
Maaleikkaus	6.6. - 15.6.	8tv
Paalutus	14.6.	1tv
Louhinta	14.6. - 15.6.	2tv
Koerakenne A, verkkojen ja paaluhattujen asennus sekä kiinnitys	21.6. - 3.7.	8tv
Koerakenne B, verkkojen ja paaluhattujen asennus sekä kiinnitys	4.7. - 16.7.	6tv
Betonointi	11.7.	1tv
Kaivojen ja SV-viemärin asennus	12.7.	1tv
Massanvaihto	20.6. - 25.7.	10tv
Koekuormitus	13.7. 26.7.	7tv
Kentän tasaaminen ja murskeen läjitys	26.7. - 27.7.	2tv

6.3 Rakentamisen vaiheet

Maarakennusurakka alkoi raivauksella ja puiden poistolla toukokuun alussa (kuva 6.1).

Pintamaan poistamisen jälkeen aloitettiin maankaivu tasolle +9,4. Teräsverkkojen oli määrä tulla tasolle +9,5 ja leikkaustaso tasolle +9,4. Kesken maankaivun löydettiin keskeltä koerakennusaluetta kairauspisteiden välistä kalliokohouma, joka oli korkeimmillaan tasolla +10,4 (kuva 6.2).



Kuva 6.1. Vanttilan koerakenteet. Raivaus ja puiden poisto (30.4.2007).



Kuva 6.2. Vanttilan koerakenteet. Kalliokohouma (10.5.2007).

Kun kalliokohouma oli havaittu, Espoon kaupunki teki alueelle porakonekairauksia kallionpinnan sijainnin määrittämiseksi. Koerakenteen suunnitelmia jouduttiin tässä vaiheessa muuttamaan ja alueen keskiosa perustettiin louhitun kallion ja massanvaihdon päälle. Samalla päätettiin, että alueelle tulevat kaivot ja niiden SV-viemäri perustetaan kyseisen massanvaihdon päälle. Kentän luovutustasoksi oli sovittu +10,2, joten louhintaurakka oli välttämätön. Louhintaurakka toteutettiin kesäkuun puolessa välissä, jolloin työtä päästiin jatkamaan muilta osin. Louhinnan jälkeinen tilanne on esitetty kuvassa 6.3, jolloin myös paalutus oli tehty.

Paalutetun savikentän pinnalle levitettiin suodatinkangas ja murskekerros kunnollisen työalustan aikaansaamiseksi. Varsinainen työ aloitettiin tekemällä massanvaihtoa ja koerakennetta A samanaikaisesti.



Kuva 6.3. Vanttilan koerakenteet. Louhinta ja paalutus tehtynä. Taustalla koerakenteen A paalut (18.6.2007).

Teräsverkot haluttiin rakentaa ilmaan, jotta penkereen kuormitus tulisi pelkästään verkoille. Niiden alle jätettäisiin tyhjätila, jotta tiedetään verkkojen venyessä kuinka paljon kuormasta tulee verkoille (tavoite 100 %) ja kuinka paljon maalle. Teräsverkot oli tarkoitus rakentaa styrox-palojen päälle ja poistaa palat jälkeenpäin alta, jotta saadaan verkon alle tyhjätila. Tämä idea hylättiin koerakenteen A osalta ja kaikki teräsverkkojen liitokset tehtiin verkkojen ollessa maata vasten. Kun verkkoelementit olivat kiinni toisisaan, yhtenäinen teräsverkko nostettiin kaivinkoneen ketjuilla ilmaan aina paaluhatun kohdalta ja kiristettiin tasolle +9,5 kiristämällä vetoterästen muttereita.

Teräsverkkoelementtejä jouduttiin leikkaamaan paljon työmaalla. Kalliokohouma aiheutti pakotettuja suunnitelmamuutoksia, joiden takia verkkoja jouduttiin leikkaamaan arveltua enemmän. Verkkoelementit olivat tässä vaiheessa jo teetetty ja niiden perusteella jouduttiin tekemään uusi suunnitelma verkkojen sijoittamiseksi. Verkkojen kulmat (n. 0,2 m x 0,2 m) leikattiin aina pois, jotta saatiin ne menemään limittäin paalujen kohdilta. Instrumentoidut verkot sijoitettiin keskelle koerakennetta, jotta ne mahdollisimman hyvin edustaisivat laaja-alaista rakennetta ilman ”reunavaikutuksia”. Koerakenteen A paaluhattujen kokoamista on esitetty kuvissa 6.4 ja 6.5.



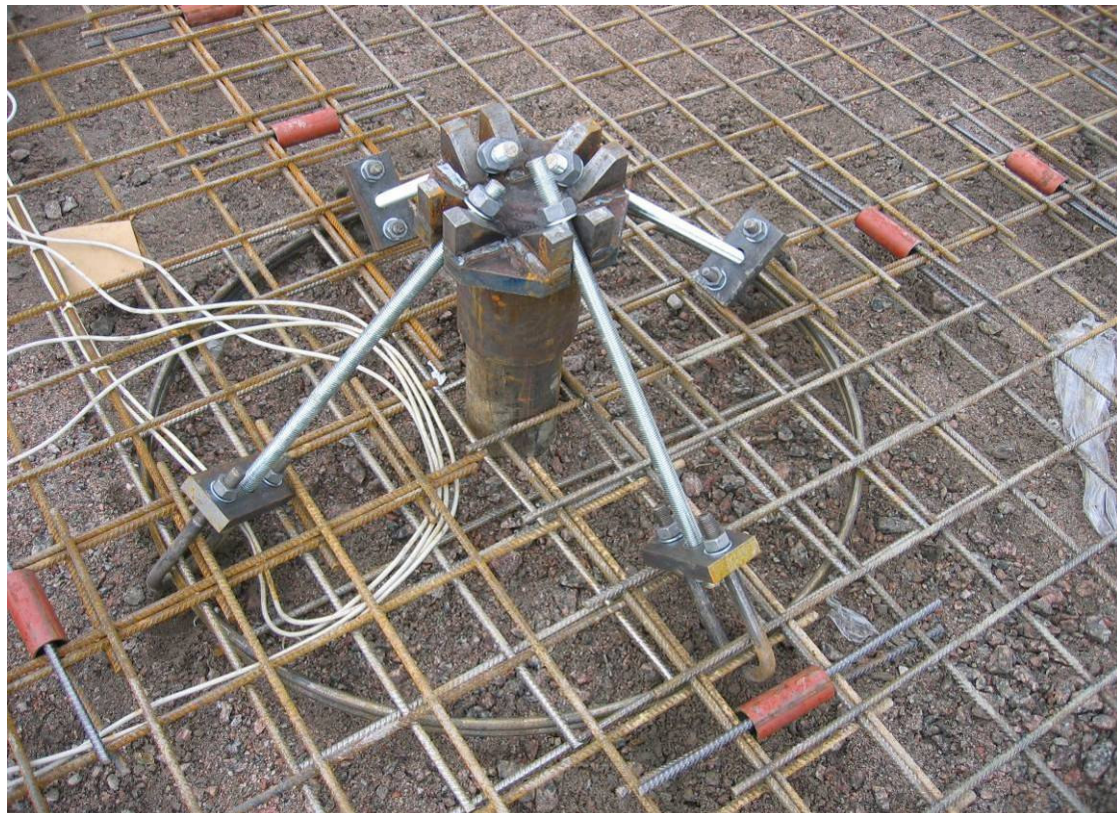
Kuva 6.4. Vanttilan koerakenteet. Koerakenteen A paaluhattujen rakentamista (21.6.2007).



Kuva 6.5. Vanttilan koerakenteet. Verkon nosto ylös ja vetotankojen kiristäminen paaluhattuun (28.6.2007).



Kuva 6.6. Vanttilan koerakenteet. Verkkojen välinen liitos ns. ”putkiliitos” (21.6.2007).



Kuva 6.7. Vanttilan koerakenteet. Koerakenne A1. Valmis paaluhattu, teräsverkkojen alla 10 cm tyhjättila (28.6.2007).

Verkkojen välinen liitos osoittautui erittäin toimivaksi. Asennus oli helppoa, osia vähän ja kustannus pieni. Liitos on esitetty kuvassa 6.6.

Koerakenteen A nostaminen ketjuilla ja kiristäminen onnistui hyvin. Tulevia Kopler-rakenteita ei tarvitse rakentaa ilmaan, jos kyseessä ei ole koerakenne eikä verkkojen venymistä haluta lisää tietoa. Maa ottaa tällöin jonkin verran kuormaa vastaan ja rakenteiden mitoitukset on ”varman päälle”. Verkot ottavat täysimääräisen pengerkuorman vastaan vasta sen jälkeen, kun maa on painunut verkkojen alla merkittävästi. Haittana verkkojen asentamisessa maata vasten olisi se, että osa painumasta tapahtui vasta myöhemmin. Valmis paaluhattu on esitetty kuvassa 6.7.

Kuvassa 6.8 on esitetty koerakenteen A valmis teräsverkkokenttä. Vasemmalla alareunassa esiintyy paaluhatun prototyyppi, joka valmistettiin maaliskuussa 2007 Tammissaarella Tammet Oy:n tehtaalla. Prototyyppi poikkeaa U-liitoksellisesta paaluhatusta eniten dimensioiden järeydellä. Prototyypin teräskehä 4 mm x 100 mm x 100 mm todettiin ta-

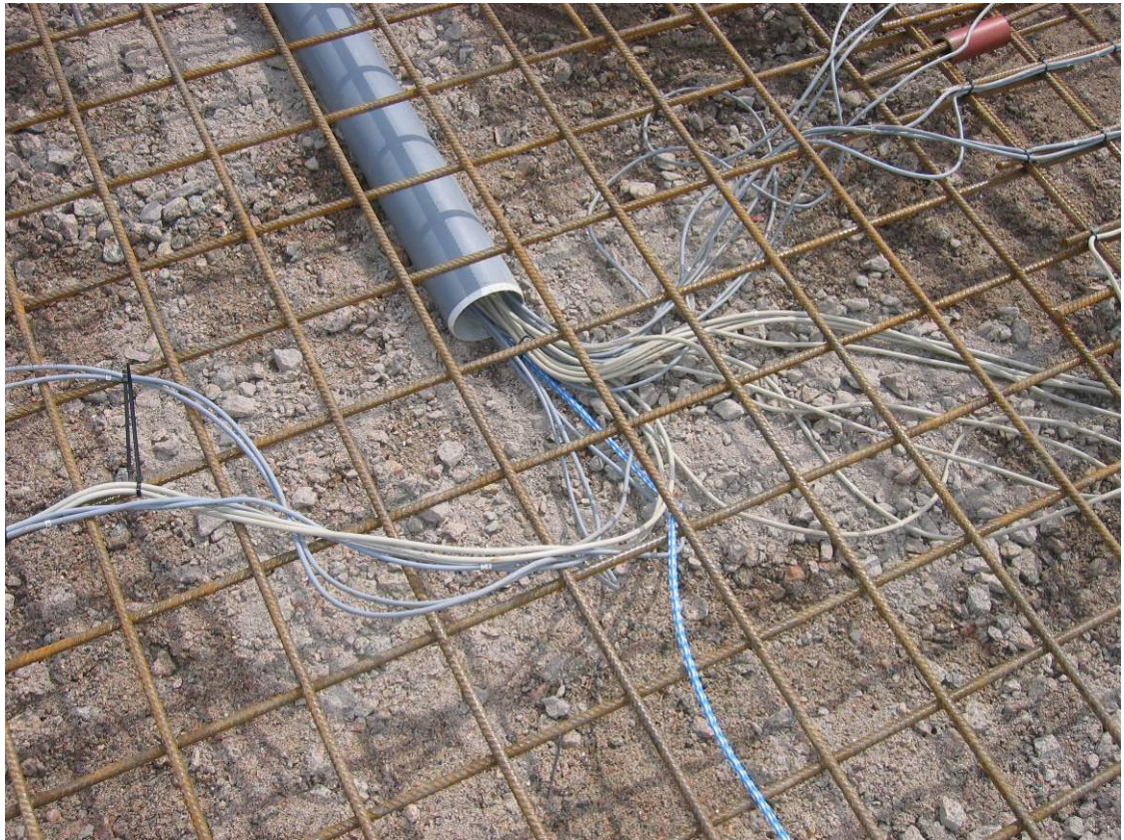
loudellisesti liian raskaaksi ja lopulta kehitettiin prototyyppi-ratkaisun tilalle U-liitoksellinen paaluhattu. Reunimmaisiet verkot ovat puolitettu niiltä osin, jossa teräsverkkokenttä jatkuu vieressä pilaristabilointikenttänä, jotta pilariväli paalujen ja stabilointipilareiden ei kasvaisi liian suureksi.

Kuvassa 6.9 näkyy kuinka venymäliuskojen kaapelit johdettiin massanvaihdon ali suojaputkessa sähkökaapille. Teräsverkkokentän kohdalla kaapelit sidottiin nippusiteillä teräsverkkojen harjateräksiin kiinni siten, että päältä tuleva kuorma ei rikkoisi kaapeleita. Venymäliuskojen kaapeleita ei kiristetty liian tiukalle, jotta päältä tuleva kuorma ei leikkaisi niitä poikki.

Kuvassa 6.10 on esitetty koerakenteen B verkkojen asennustekniikkaa. Taivutetut teräsverkot asennettiin peittämään kenttä siten, että niiden päät ovat muotin sisällä. Muottia jouduttiin työmaalla leikkaamaan hieman, jotta verkkojen päät saadaan betonin sisään ja ristiin muotin sisällä.



Kuva 6.8. Vanttilan koerakenteet. Koerakenteiden A1 ja A2 teräsosot valmiina (3.7.2007).



Kuva 6.9. Vanttilan koerakenteet. Venymäliuskojen kaapelit johdettiin suojaputken sisällä sähkökaapille massanvaihdon alta (4.7.2007).



Kuva 6.10. Vanttilan koerakenteet. Koerakenteen B verkkojen asennusta (6.7.2007).

Kuvassa 6.11 on esitetty valmis muotti betonointia varten. Päädyt on peitetty levyillä ja valupaineen vastaanottamiseksi levyjen ulkopuolelle laitettiin täytemaata muotin yläreunaan asti betonoidessa. Teräsputkipaalujen yläpäät tulivat muotin sisään siten, että kuorma ohjautuisi suoraan paaluille. Betoni toimii myös verkkojen korroosiosuojana. Ongelmakohdaksi arveltiin etukäteen rajapintaa, jossa teräsverkko tulee betonipalkista ulos. Tämän rajapinnan lujittamiseksi asennettiin tukiverkko varsinaisten teräsverkkojen alle.

Muotin sisään asennettiin palkin raudoitteeksi 4 kpl 16 mm harjaterästä ($L=5$ m). Lisäksi muotin sisään asennettiin taivutettu verkko palkin raudoitteeksi.

Betonoitu palkki on esitetty kuvassa 6.12. Betoni tiivistettiin muottiin ja annettiin kovettua viikonlopun yli. Betonia kului yhteensä n. 10 m^3 (n. $3,5 \text{ m}^3$ / palkki). Betoniauton rännin ulottuvuus oli n. 20 metriä, joten valaminen sujui nopeasti. Palkki kovettui myös nopeasti ja työ ei pysähtynyt missään vaiheessa.



Kuva 6.11. Vanttilan koerakenteet. Koerakenteen B muotitettu palkki (10.7.2007).



Kuva 6.12. Vanttilan koerakenteet. Betonoitu palkki koerakenteessa B (11.7.2007).



Kuva 6.13. Vanttilan koerakenteet. Sähkökaapin asennus (12.7.2007).

Kuvassa 6.13 on esitetty TTY:n työmaalle tuoma sähkökaappi. Venymäliuskojen johdot kytkettiin dataloggeriin ja kaappi haudattiin alapäästään massanvaihdon sisään. Sähkökaappi suojasi hyvin laitteistoa huonoilta sääolosuhteilta ja ilkivallalta.

Kuvassa 6.14 on esitetty Tensar SS20-muoviverkon sekä suodatinkankaan asennusta. Tensar-verkko oli silmäkooltaan sen verran tiheää, että raekooltaan 0...90mm murske kiilautui siihen, jolloin pengermateriaali ei valu teräsverkon silmien läpi. Suodatinkangas asennettiin Tensar-verkon päälle estämään hienomman murskeen (0...32 mm) valuminen tyhjätilaan teräsverkon alle. Hienompaa mursketta käytettiin mm. kaivon ja SV-viemärin vierustäyttöissä sekä painumaletkujen alustoina ja vierustäyttöinä. Tensar-verkko ja suodatinkangas jouduttiin leikkaamaan paaluhattujen kohdalta, jotta se saatiin sujuvasti koko kentän alueelle. Teräsverkkokentän alla venymäliuskojen kaapelit laitettiin kulkemaan Tensar-verkon ja suodatinkankaan ali, jotta ne olisivat suojassa kuormitukselta.



Kuva 6.14. Vanttilan koerakenteet. Teräsverkkojen päälle asennettiin Tensar SS20 –muoviverkko ja suodatinkangas (13.7.2007).



Kuva 6.15. Vanttilan koerakenteet. Koerakenteeseen A rakennetaan pengertä (16.7.2007).



Kuva 6.16. Vanttilan koerakenteet. Koerakenteeseen B rakennetaan pengertä (17.7.2007).

Kuvassa 6.15 on esitetty 0,7 metrin penkerein rakentamista koerakenseen A. Painumaletkujen päät näkyvät murskeen seasta. Kaivinkoneella liikkumista kentän ohuen penkerein päällä pyrittiin välttämään, jotta telat eivät osuisi paaluhattuihin ennen kuin kentän päällä on tarpeeksi mursketta.

Kuvassa 6.16 on esitetty 0,7 metrin penkerein rakentamista koerakenteeseen B. Kun aluksi täyttöä tehtiin keskelle koerakennetta B (palkkien väliin), niin palkit alkoivat kääntymään sisään päin. Tämä huomattiin ja palkit suoristettiin. Palkkien kääntymistä jatkossa ehkäistiin lisäämällä teräsverkkojen pituutta etelään päin (kuva 6.18) ja lisäämällä ylipenkerein korkeutta koerakenteen B etelä- ja pohjoisreunoilla. Palkkeja käännettiin takaisin ajamalla kaivinkoneella varovasti niiden reunojen päällä. Reunapalkit olivat kääntyneet symmetrisesti sisään päin, kun keskimmäinen palkki oli pysynyt paikallaan. Palkkien päihin kiinnitettiin varoitusjärjestelmä laudoista, jotka kääntyessään ilmoittaisivat palkin kääntymisestä.



Kuva 6.17. Vanttilan koerakenteet. Koerakenteen A ylipenkerein rakentamista (19.7.2007).



Kuva 6.18. Vanttilan koerakenteet. Koerakenteen B verkkojen ankkurointi koerakenteen ulkopuolelle etelään massanvaihdon päälle jatkettuna (20.7.2007).

Kuvassa 6.17 on esitetty ylipenkereen rakentamista koerakenteeseen A. Samalla voitiin ajaa kuorma-autolla suoraan teräsverkkokentän päälle ja tarkkailla venymiä. Kuorma-autoa varten rakennettiin oma ramppi, jotta se pääsi ajamaan suoraan kentän päälle.

Kuvassa 6.18 on esitetty verkkopinta-alan laajennusta etelään päin. Laajennus tehtiin verkoista, jotka olivat jääneet yli varsinaisten kenttien rakentamisen jälkeen. Verkot oli silti helppo kiinnittää putkiliitoksella toisiinsa. Pinta-alan lisääminen auttoi, koska palkkien kääntyminen väheni.

Kuvassa 6.19 on esitetty valmista koerakenteen A ylipengertä. Oikeassa alareunassa näkyy ajoramppi, jota pitkin kuorma-auto pääsi ajamaan penkereen päälle. Rakennetta ei haluttu murtaa, joten tässä vaiheessa tarkkailtiin venymiä ja tehtiin jatkopäätöksiä pengerkorkeuden kasvattamisesta niiden perusteella. Venymät olivat kuitenkin niin pieniä, että ylipenger uskallettiin rakentaa täyteen korkeuteen.



Kuva 6.19. Vanttilan koerakenteet. Ylipenger koerakenteessa A (23.7.2007).



Kuva 6.20. Vanttilan koerakenteet. Ylipenger koerakenteen B päällä. Muovikaivojen sisällä olevilla laudoilla tarkkailtiin betonipalkkien kallistumaa (25.7.2007).

Kuvassa 6.20 on esitetty ylipenger koerakenteessa B. Lautojen ympärille oli asennettu muovikaivot suojaamaan palkkien kääntymisen varoitusjärjestelmää. Koerakenteen B ylipenkereen päälle ei ajettu kuorma-autolla tai kaivinkoneella palkkien kallistumisriskin takia. Rakennetta kuormitettiin kuitenkin 1,3 metrin ylipenkereellä. Kuvan vasemmassa reunassa näkyvät painumaletkujen päät sidottuina tolppiin kiinni.

Kuvassa 6.21 on esitetty tasattu kenttä (koerakenne B) ylipenkereen purkamisen jälkeen. Ylipenger läjitettiin massanvaihdon päälle koerakennusalueen lounaiskulmaan. Alueelle jätettiin muutama lauta pystyyn merkiksi seuraavan urakoitsijan työn helpottamiseksi. Laudat ilmaisevat palkkien, teräsverkkojen ja kaivojen reunoja.



Kuva 6.21. Vanttilan koerakenteet. Kenttä tasattuna tasolle n. +10,2 ylikuormituksen jälkeen.

Teräsrakenteisten paaluhattujen lisäksi kokeiltiin paaluhattuja, joilla mallinnettiin stabi-
lointipilareiden yläpäitä tms. paalumaisten rakenteiden yläpäitä. ”Paaluhattuina” toimi-
vat betoniset halkaisijaltaan 0,8 m kaivonkannet, jotka asennettiin suoraan massanvaihi-
don yläpuolisen murskekerroksen varaan. Kansien korkeus on n. 100 mm ja kansien k/k-
väli on 2,4 m. Kuvassa 6.22 on esitetty ko. kansien asentamista koerakenteiden A1 ja A2
itäpuolelle. Painumaletkut PL1 ja PL2 kulkevat ko. rakenteiden yli paaluhattujen välissä.
Ko. koerakenteiden rakentamista ja mittaustuloksia ei ole esitelty tässä diplomityössä,
joka keskittyy Kopler-koerakenteisiin.



Kuva 6.22 Vanttilan koerakenteet. ”Paaluhattuina” toimivat betoniset kaivon kannet.

6.4 Kustannukset

Kopler-koerakenteen kustannukset jakautuivat Tammet Oy:n ja Espoon kaupungin kesken. Mikäli Vanttilaan ei olisi rakennettu Kopler-koerakennetta, olisi Espoon kaupunki joutunut joka tapauksessa pilaristabiloimaan kyseisen alueen louhinta- ja massanvaihto-alueen ulkopuolelta. Tämän takia Espoon kaupunki osallistui myös kustannuksiin.

Teräksen kilohinta on n. 1,1 €/kg (toukokuu 2007) ja teräsverkkoihin meni n. 5000 kg terästä, joten verkkojen markkinahinta olisi ollut n. 5000...6000 €. Paaluhattujen osat olivat myös terästä ja kilohinnaltaan huomattavasti kalliimpaa kuin teräsverkot. Teräsverkkojen ja paaluhattujen teräsosien kustannukset olivat n. 35 €/m². Teräspaalujen kustannukset olivat n. 20 €/m². Kustannukset määritettiin huomattavasti tarkemmin, mutta niitä ei esitetä tässä liiketoimintasyiden takia. Kustannusten optimoiminen on oleellista rakenteen markkinapotentiaalin ja menestyksen kannalta. Optimointivaraa kuitenkin on tulevilla rakenteilla.

6.5 Työsaavutukset

Koerakentaminen aloitettiin työryhmällä 2 RAM + 2 RM. Työ vaati lähes jatkuvasti työkonetta (kaivinkonetta tai pyöräkuorman), joten ammattimies on tällöin välttämätön. Nopeiten työ sujui, kun ammattimiehiä (RAM) oli työmaalla 2 kpl. Tällöin toisen ei tarvinnut astua ulos koneesta. Rakennusmies (RM) oli myös hyvä olla koko ajan työmaalla. Aputöitä riitti koko ajan.

Työsaavutukseen vaikuttaa merkittävästi, että tietää mitä tekee missäkin järjestyksessä. Työmaalla on hyvä olla joku, joka tuntee menetelmän tässä vaiheessa, kun menetelmä ei ole vielä tunnettu. Työn tehostamiseen voisi auttaa myös selkeä roolitus. Jokainen tietää tällöin mitä tekee milloinkin. Verkkokentän rakentaminen oli nopeaa, kun työmiehet opivat tuntemaan rakennustekniikan ja -järjestyksen.

Taulukossa 6.2 on esitetty arvioidut työsaavutukset koerakenteittain.

Taulukko 6.2. Arvioidut työsaavutukset Vanttilan koerakenteissa.

Alue	Työryhmä	Työsaavutus	Työ sisältää
Koerakenne A1	1 RAM + 1 RM	3...7 verkkoa / tv	Paaluhattujen asennus, teräsverkkojen asennus, vetoterästen kiristäminen
Koerakenne A1	1 RAM + 2 RM	5...10 verkkoa / tv	Paaluhattujen asennus, teräsverkkojen asennus, vetoterästen kiristäminen
Koerakenne A1	2 RAM + 2 RM	10...15 verkkoa / tv	Paaluhattujen asennus, teräsverkkojen asennus, vetoterästen kiristäminen
Koerakenne A2	1 RAM + 1 RM	3...5 verkkoa / tv	Paaluhattujen asennus, teräsverkkojen asennus, vetoterästen kiristäminen
Koerakenne A2	1 RAM + 2 RM	4...8 verkkoa / tv	Paaluhattujen asennus, teräsverkkojen asennus, vetoterästen kiristäminen
Koerakenne A2	2 RAM + 2 RM	6...10 verkkoa / tv	Paaluhattujen asennus, teräsverkkojen asennus, vetoterästen kiristäminen
Koerakenne B	1 RAM + 1 RM	2...5 verkkoa / tv	Muotin asennus, teräsverkkojen asennus, muottityöt
Koerakenne B	1 RAM + 2 RM	3...6 verkkoa / tv	Muotin asennus, teräsverkkojen asennus, muottityöt
Koerakenne B	2 RAM + 2 RM	5...10 verkkoa / tv	Muotin asennus, teräsverkkojen asennus, muottityöt

7. Koerakenteiden instrumentointi ja mittaustulokset

7.1 Instrumentointi

Koerakenteen instrumentoinnit sisälsivät:

- Venymäliuskat teräsverkoissa,
- Venymäliuskat vetotangoissa,
- Painumalekut,
- Pintavaaitukset kuormitustasojen välillä,
- Paaluhattujen aukikaivut ja
- Betonipalkkipaaluhattujen kallistumamittaukset

Venymäliuskamittausten tavoitteena oli tarkkailla paaluhattun vetoterästen ja teräsverkkojen venymiä penkereen kuorman ja liikennekuorman alla. Koerakennetta ei kuormitettu murtorajatilaan asti. Koerakenteen kuormitus oli suunniteltu toteutettavaksi neljässä vaiheessa:

1. Teräsverkkojen ja paaluhattujen asentamisen jälkeen verkkojen päälle tehdään 0,7 m penger ja ajetaan päälle liikennekuorma (=kuorma-auto)
2. 0,7 m penkereen päälle tehdään 0,6 m ylipenger ja ajetaan päälle liikennekuorma
3. 0,6 m ylipenger korotetaan pengerkorkeuteen 1,3 m ja ajetaan päälle liikennekuorma
4. Ylipenger puretaan tasoon +10,2

Tätä suunnitelmaa sovellettiin työn aikana toteuttamismahdollisuuksien mukaisesti.

Kuormitusvaiheissa ja vaiheiden välissä kirjattiin instrumenttien mittaustulokset ylös ja tarkkailtiin venymiä. Ylipenkereen lopullinen korkeus suunniteltiin määräytyväksi havaittujen venymien ja siirtymien perusteella. Mikäli olisi havaittu rakenteen olevan lähellä murtoa, penger olisi jätetty matalammaksi kuin edellä on

esitetty. Painumaletkujen mittauksilla tarkkailtiin verkkojen painumia kuormitusvaiheittain.

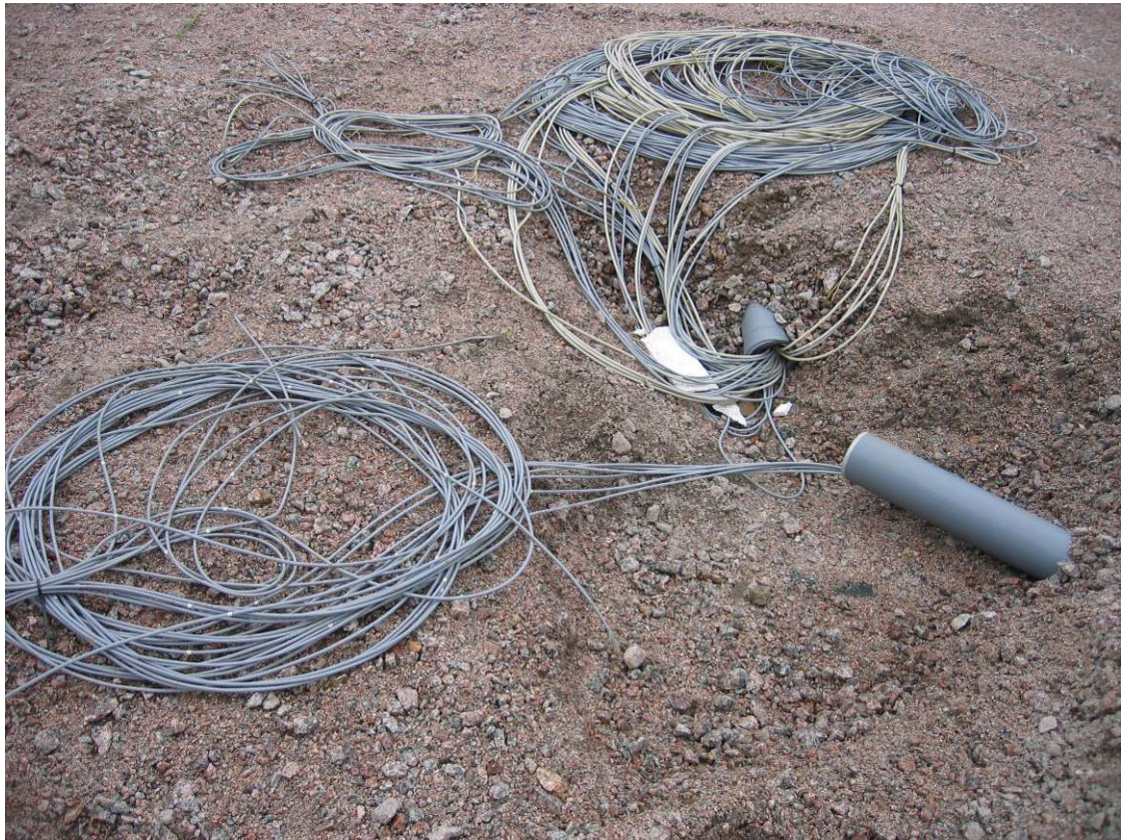
Koerakenteen kaakkoiskulman massanvaihtoalueelle asennettiin TTY:ltä vuokrattu mittausasema. Mittausasemalta massanvaihtoalueen läpi verkotetun alueen reunaan asennettiin suojaputket (2 kpl, halk. n. 100 mm) venymäliuskojen kaapeleille. Putkien päät on esitetty kuvassa 7.1. Mittausaseman sisään asennettiin dataloggeri / mittaustietokone, joka kirjasi elektronisesti venymäliuskojen jännitteet ylös. Jännitteet muutettiin myöhemmin venymiksi. Laitteisto on esitetty kuvassa 7.2.

Venymäliuskojen kaapelit kiinnitettiin nippusiteillä verkkojen alapintaan verkotetulla alueella. Venymäliuskojen kaapelit olivat n. 20 m pituisia.

Ilkivallan minimoimiseksi mittausasema suojattiin mahdollisimman hyvin ja asennettiin mahdollisimman huomaamattomasti. Instrumentointi pyrittiin sijoittamaan mahdollisimman pitkälti maan sisälle näkymättömiin. Koalueella ei ollut verkkovirtaa mittauksia tehtäessä, joten mittauksia varten virtalähteenä käytettiin aggregaattia.

Venymäliuskat asennettiin teräsverkkoihin Tampereen Teknillisellä Yliopistolla (TTY), jonne Tammet Oy toimitti verkot Pälkäneen tehtaalta. Tämän jälkeen verkot toimitettiin työmaalle. Teräsverkkojen välivarastointi tehtiin siten, etteivät instrumentoinnit herättäneet mahdollisten ilkivallan tekijöiden huomiota.

Koerakentamisen loppuksi kaivettiin auki muutama paaluhattu ja tutkittiin miltä paaluhatturakenteet näyttävät koekuormituksen jälkeen.



Kuva 7.1. Vanttilan koerakenteet. Venymäliuskojen kaapelit ja suojaputkien päät (6.7.2007).



Kuva 7.2. Vanttilan koerakenteet. Dataloggeri ja mittautustietokone (13.7.2007).

Koerakennusalueelle asennettiin 6 kpl painumaletkuja instrumentointisuunnitelman M1 mukaisesti. Painumaletkut olivat NP10, $d_e/d_i = 32/25$ mm vesiletkuja. Letkut täytettiin asennuksen jälkeen tyhjiöpumpatulla vedellä. Ylikuormituksen ja ylikuormituksen purkamisen aikaisten mittausten aikana letkujen päät olivat näkyvissä maan pinnalla kiinnitettynä esim. puutolppiin ja tulpattuna. Letkujen päät vaatiin tasolaserilla. Painumamittaukset tehtiin työntämällä TTY:n mitta-anturi putken sisään, joka antoi metrin välein lukeman jännitemittariin huokospaine-eron perusteella.

7.2 Tehdyt mittaukset

Tehdyt venymäliuskamittaukset on esitetty taulukossa 7.1. Tehdyt painumaletkumittaukset on esitetty taulukoissa 7.2 ja 7.3.

Taulukko 7.1. Vanttilan koerakenne. Tehdyt venymäliuskamittaukset (täyte = pengerverkon yläpuolella).

Nro.	Ajankohta	Koerakenne A	Koerakenne B	Liikennekuorma
1	13.7.2007 klo 7.45	Ei kuormaa	Ei kuormaa	-
2	16.7.2007 klo 10.00	0,5 metriä täytettä	Ei kuormaa	-
3	16.7.2007 klo 13.00	0,7 metriä täytettä	Ei kuormaa	-
4	17.7.2007 klo 9.00	0,7 metriä täytettä	0,3 metriä täytettä	-
5	17.7.2007 klo 12.00	0,7 metriä täytettä	0,6 metriä täytettä	-
6	18.7.2007 klo 13.00	0,7 metriä täytettä	0,7 metriä täytettä	-
7	19.7.2007 klo 9.00	0,7 metriä täytettä	0,7 metriä täytettä	-
8	19.7.2007 klo 13.00	1,2 metriä täytettä	0,7 metriä täytettä	Kuorma-auto(20 tn), koerakenne A
9	23.7.2007 klo 9.00	1,7 metriä täytettä	0,7 metriä täytettä	-
10	23.7.2007 klo 13.00	1,7 metriä täytettä	0,7 metriä täytettä	Kuorma-auto (20 tn), koerakenne A
11	24.7.2007 klo 9.00	2,0 metriä täytettä	1,1 metriä täytettä	-
12	24.7.2007 klo 10.00	2,0 metriä täytettä	1,1 metriä täytettä	Kaivinkone (24 tn) Hitachi 220, koerakenne A
13	25.7.2007 klo 9.00	2,0 metriä täytettä	1,7 metriä täytettä	-
14	25.7.2007 klo 12.00	0,7 metriä täytettä	2,0 metriä täytettä	-

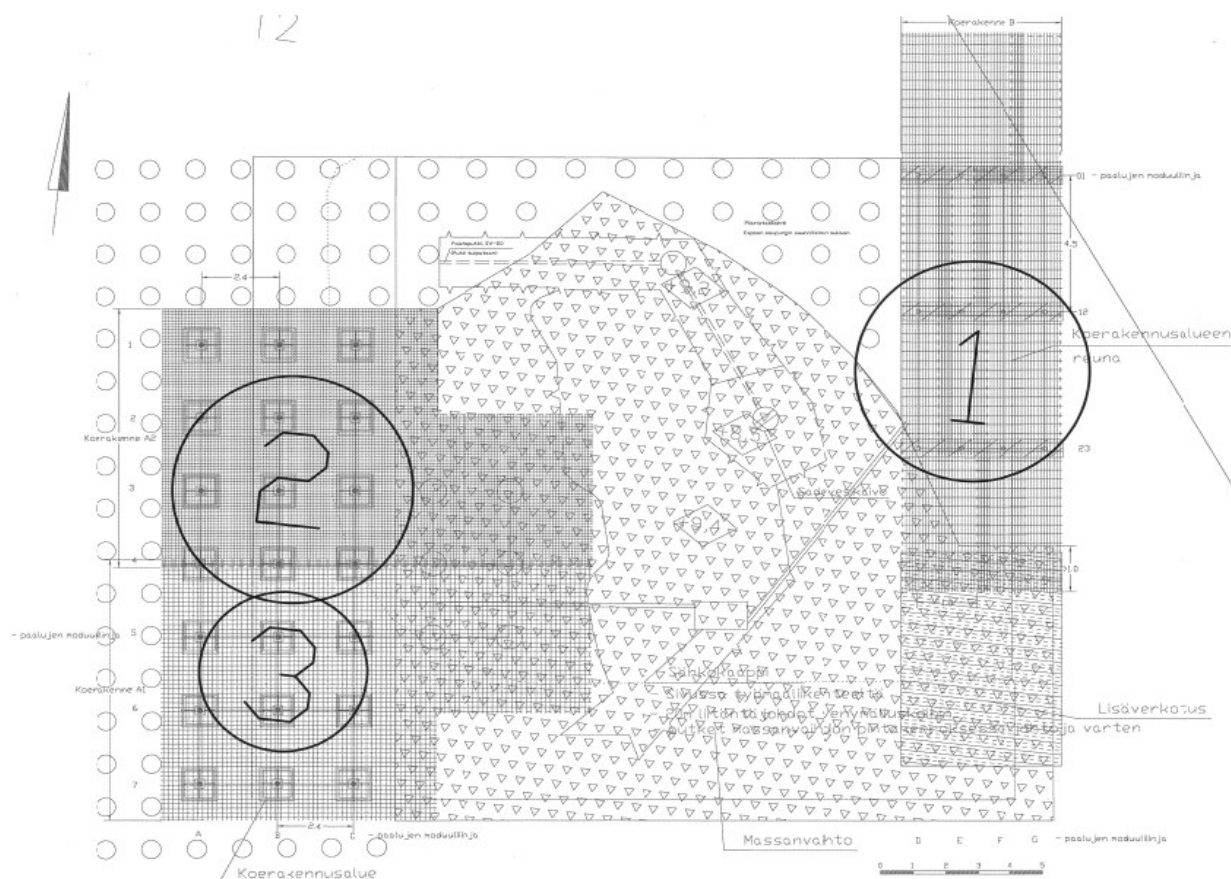
Taulukko 7.2. Vanttilan koerakenne. Tehdyt painumaletkumittaukset 1-3 (a) ja 4-6 (b) (maa = penger verkon yläpuolella).

a.

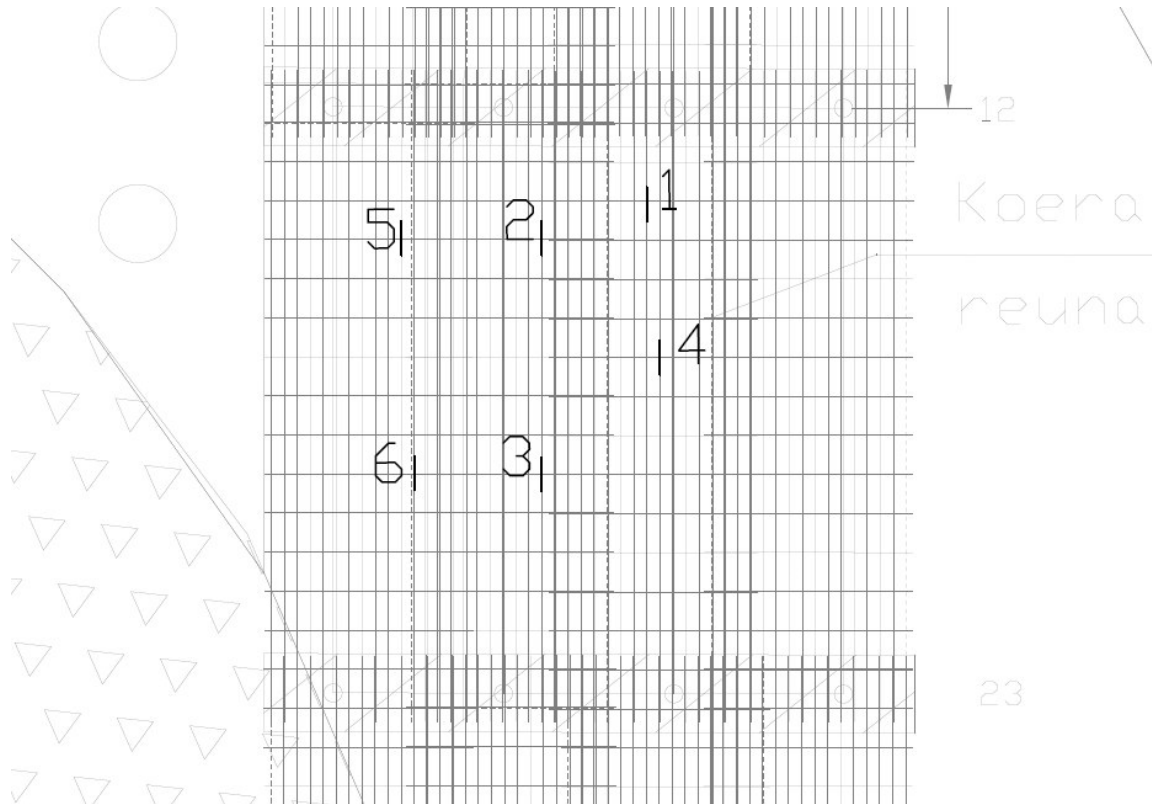
Nro.		Mittaus 1	Mittaus 2	Mittaus 3
Ajankohta		18.7.2007 klo 9.00	20.7.2007 klo 12.00	23.7.2007 klo 12.00
Koerakenne A	PL 1	0,7 metriä maata	1,2 metriä maata	1,7 metriä maata
	PL 2	0,7 metriä maata	1,2 metriä maata	1,7 metriä maata
	PL 3	0,7 metriä maata	1,2 metriä maata	1,7 metriä maata
	PL 4	0,7 metriä maata	1,2 metriä maata	1,7 metriä maata
Koerakenne B	PL 5	-	0,2 metriä maata	0,5 metriä maata
	PL 6	-	0,2 metriä maata	0,5 metriä maata
Liikennekuorma		-	Kuorma-auto (20 tn), koerakenne A (PL1-PL4)	Kuorma-auto (20 tn), koerakenne A (PL1-PL4)

b.

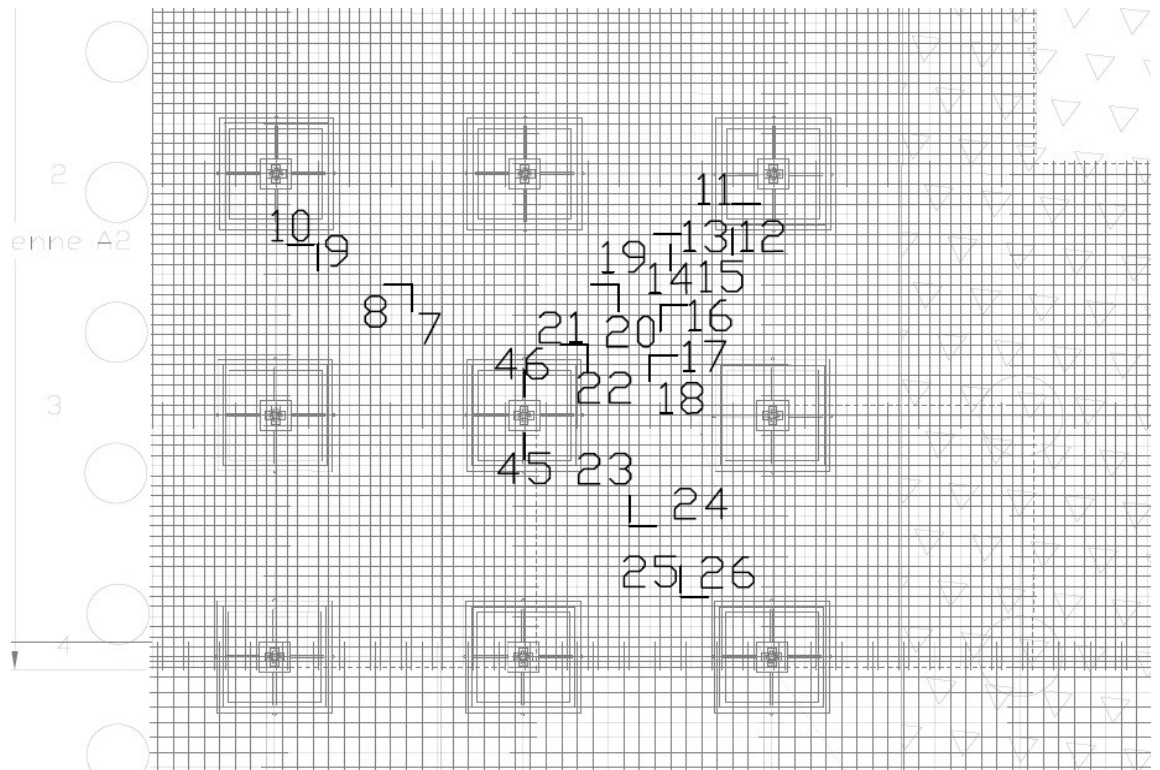
Nro.		4	5	6
Ajankohta		24.7.2007 klo 12.00	25.7.2007 klo 9.00	25.7.2007 klo 12.00
Koerakenne A	PL 1	2,0 metriä maata	-	-
	PL 2	2,0 metriä maata	-	-
	PL 3	2,0 metriä maata	-	-
	PL 4	2,0 metriä maata	-	-
Koerakenne B	PL 5	1,1 metriä maata	1,7 metriä maata	2,0 metriä maata
	PL 6	1,1 metriä maata	1,7 metriä maata	2,0 metriä maata
Liikennekuorma		Kaivinkone (24 tn), koerakenne A (PL1-PL4)	-	-



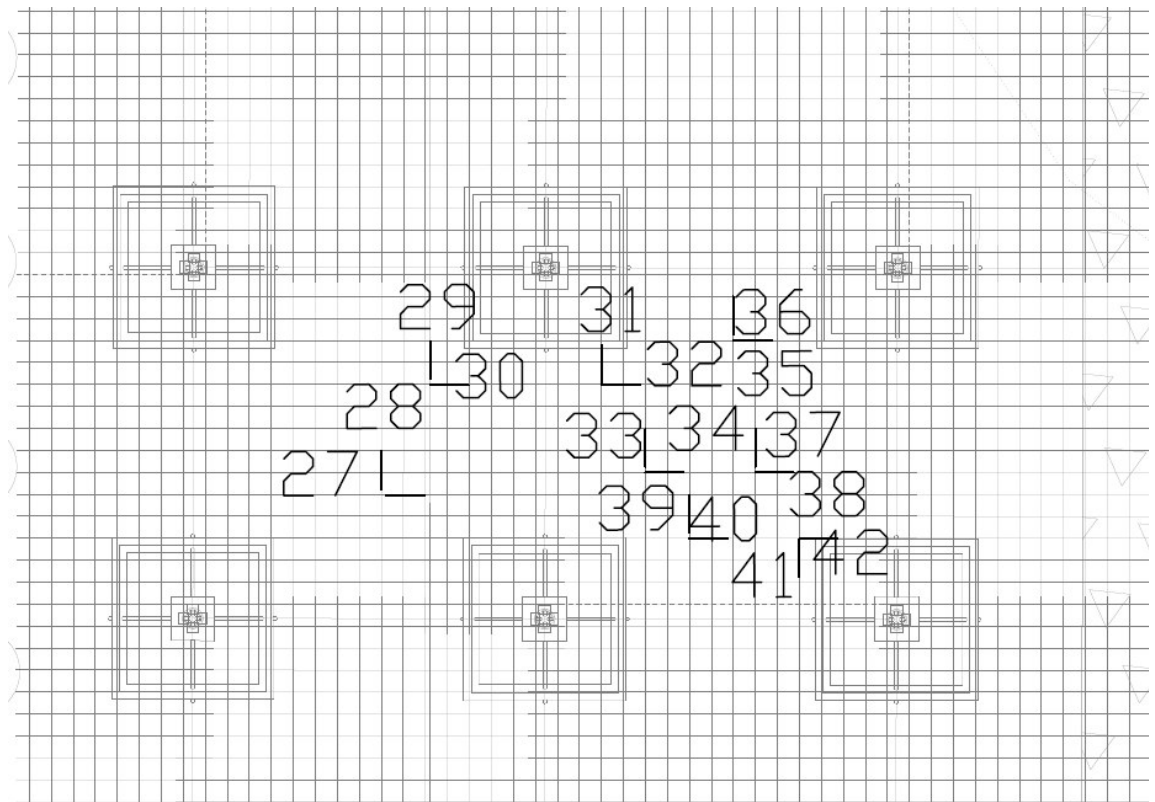
Kuva 7.3. Venymäliuskojen sijainnit Vanttilan koerakenteessa. Liuskojen sijainti alueilla 1, 2 ja 3 on esitetty kuvissa 7.4, 7.5 ja 7.6.



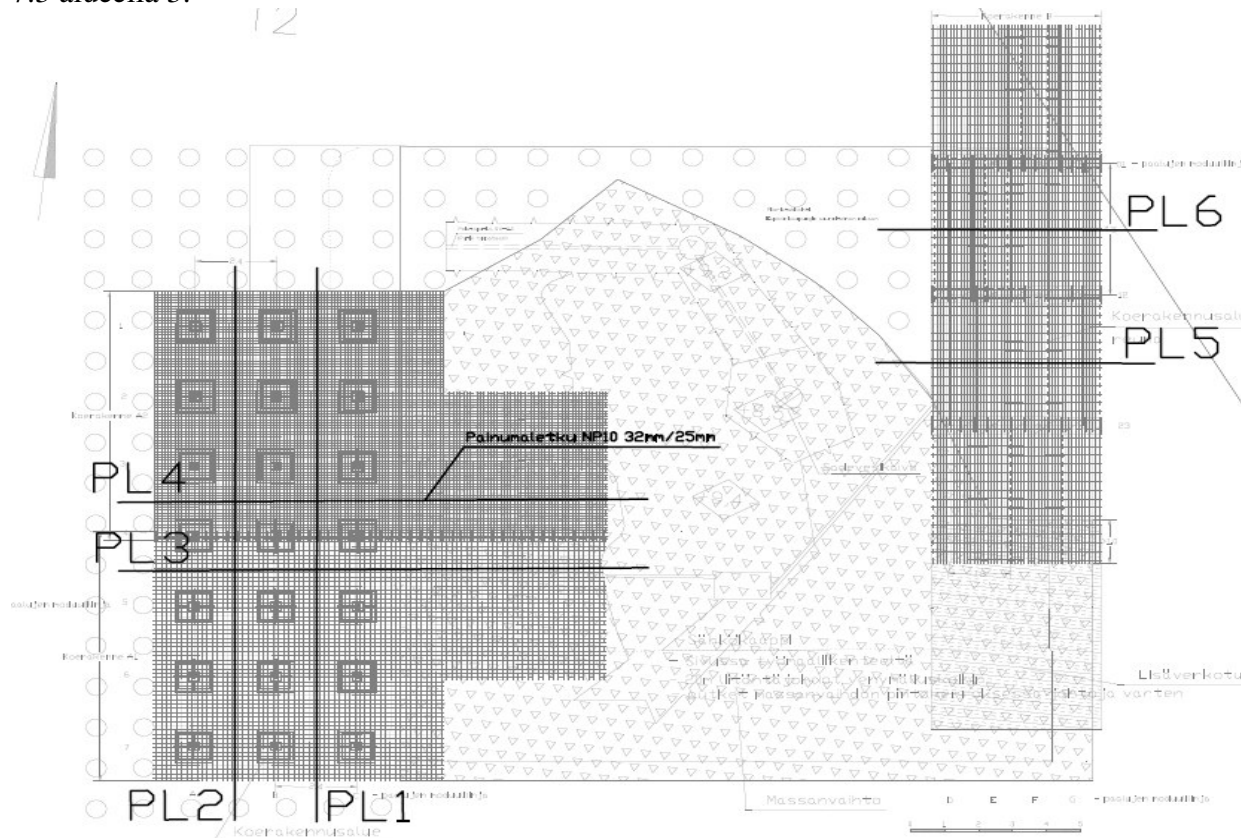
Kuva 7.4. Vanttila, koerakenne B. Venymäliuskojen 1-6 sijainnit ja suunnat kuvan 7.3 alueella 1.



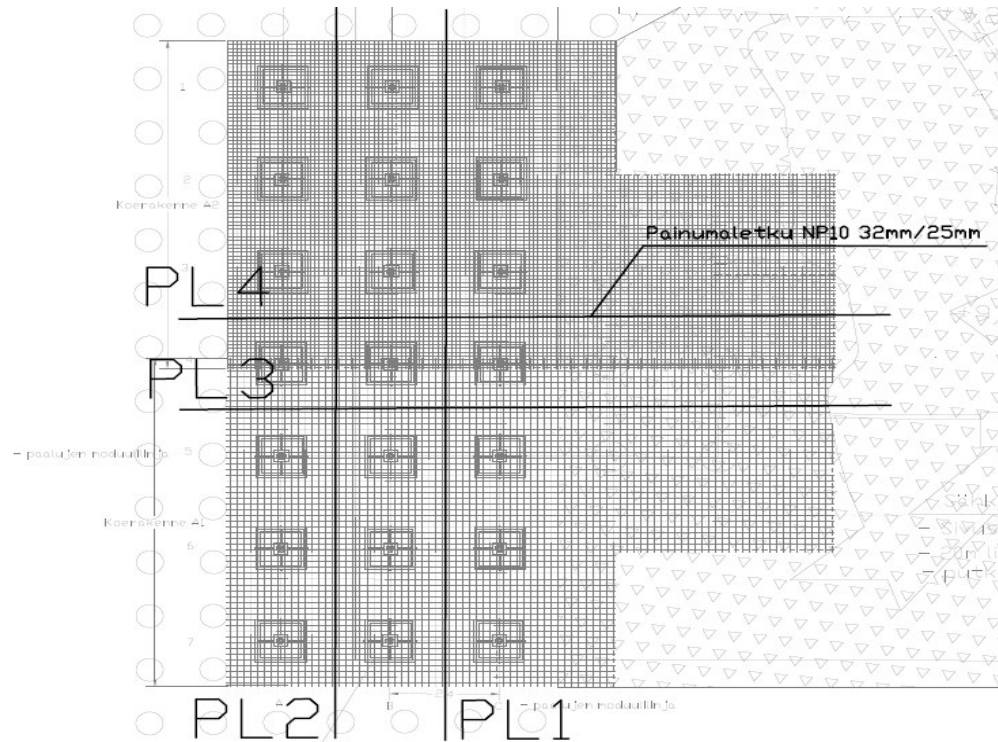
Kuva 7.5. Vanttila, koerakenne A2. Venymäliuskojen 7-26 ja 45-46 sijainnit ja suunnat kuvan 7.3 alueella 2.



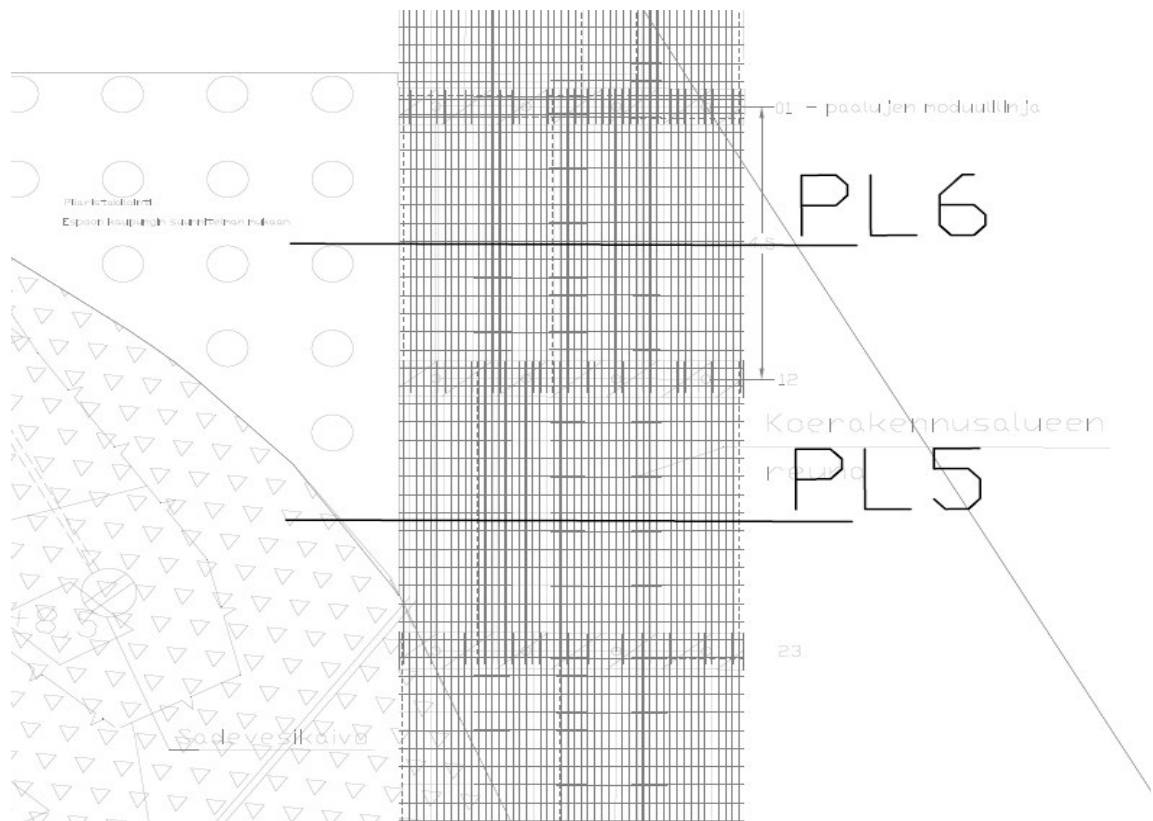
Kuva 7.6. Vanttila, koerakenne A1. Venymäliuskojen 27-42 sijainnit ja suunnat kuvan 7.3 alueella 3.



Kuva 7.7. Painumaletkujen sijainnit Vanttilan koerakenteessa (esitetty kuvissa 7.8 ja 7.9 tarkemmin).



Kuva 7.8. Vanttilan koerakenne. Painumaletkujen 1-4 sijainnit koerakenteissa A1 ja A2. Letkujen paalulukemien 0-kohdat (mitattava pää) sijaitsee tekstin PL1...PL4 puolella.



Kuva 7.9. Vanttilan koerakenne. Painumaletkujen 5-6 sijainnit koerakenteessa B. Letkujen paalulukemien 0-kohdat (mitattava pää) sijaitsee tekstin PL5 ja PL6 puolella.

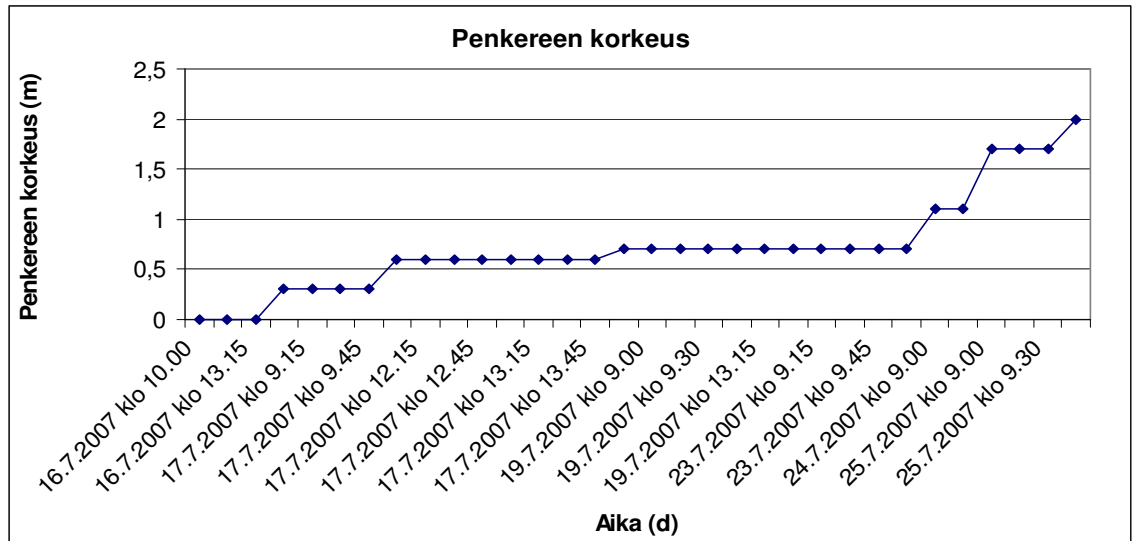
7.3 Venymäliuskojen mittaustulokset

Venymäliuskat 1-6 sijaitsevat koerakenteessa B. Venymäliuskat 7-26 sijaitsevat koerakenteessa A2. Venymäliuskat 27-42 sijaitsevat koerakenteessa A1. Venymäliuskat 45 ja 46 sijaitsevat koerakenteen A2 paaluhatun vetoteräksissä. Koerakenteen A2 venymäliuskat 7 – 10 ja koerakenteen A1 venymäliuskat 27 – 30 sijaitsevat sivulla siten, että korkein pengerkuorma ei ulottunut ko. venymäliuskojen kohdalle. Venymäliuskan 1 tulos hylättiin tulosten suurten poikkeavuuksien takia.

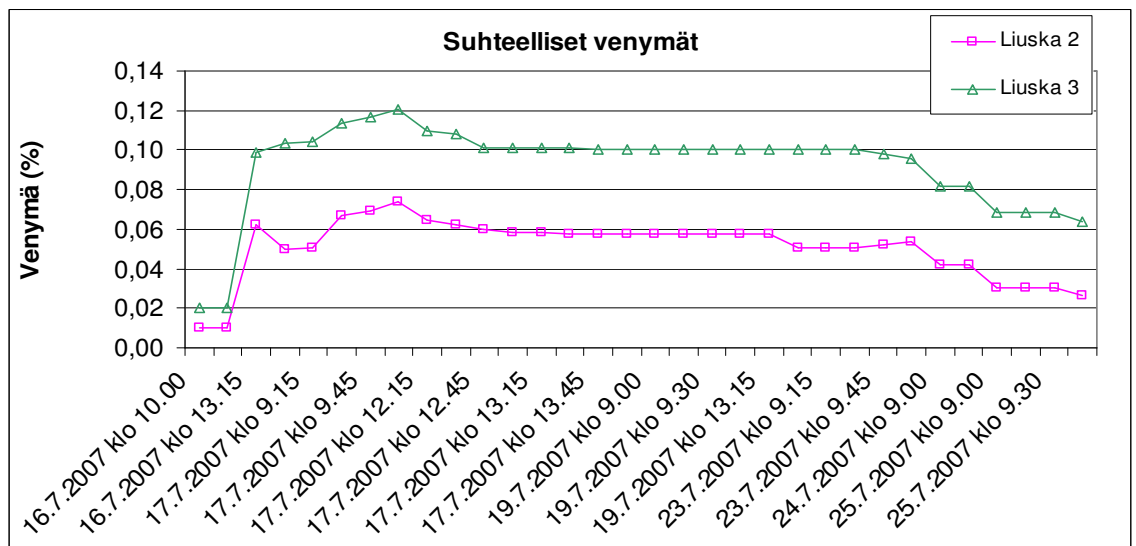
Venymäliuskatulosten analysointi on esitetty luvussa 8. Venymäliuskojen mittaustulokset kirjattiin ylös 4 desimaalin tarkkuudella dataloggerista.

Kuvissa 7.10-7.17 on esitetty venymäliuskojen suhteelliset venymät ajanhetken funktiona. Aika ei ole kuvaajissa lineaarinen. Kuvissa 7.18-7.24 on esitetty venymäliuskojen venymät ja sijainnit verkoittain.

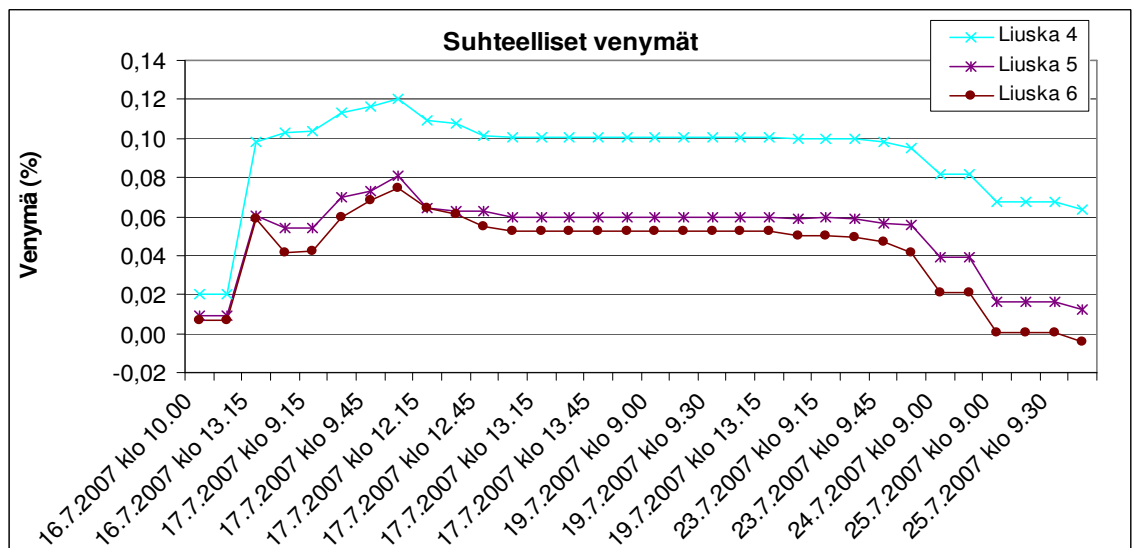
a.



b.

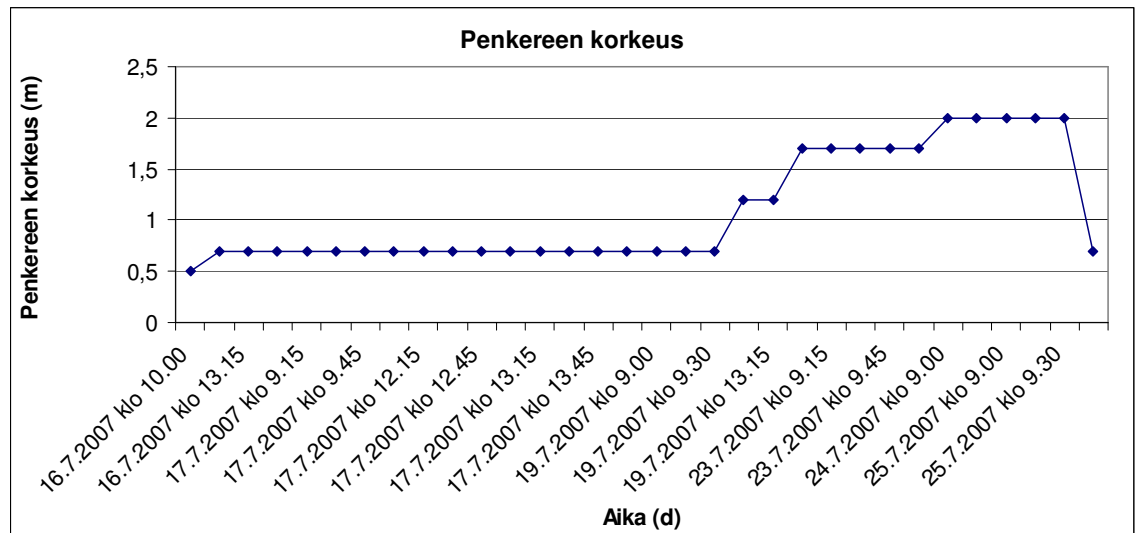


c.

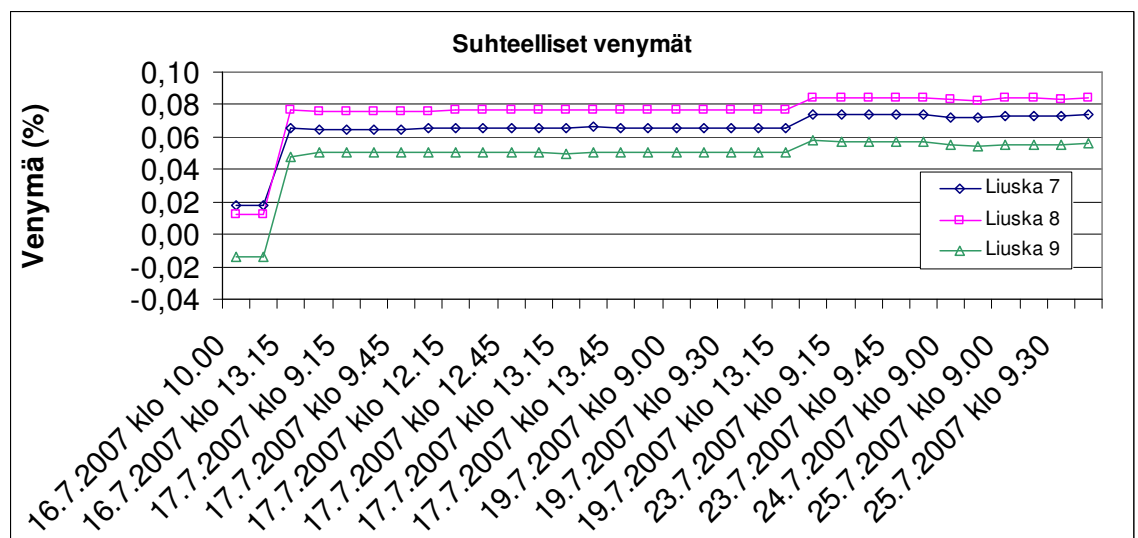


Kuva 7.10. Vanttilan koerakenne. Rakenne B. Suhteelliset venymät liuskoissa 2-6 ja pengerkorkeus ajanhetken funktiona (huom! aika ei lineaarinen). $\varepsilon=0,1 \text{ \%} \approx 262 \text{ kN/m}$.

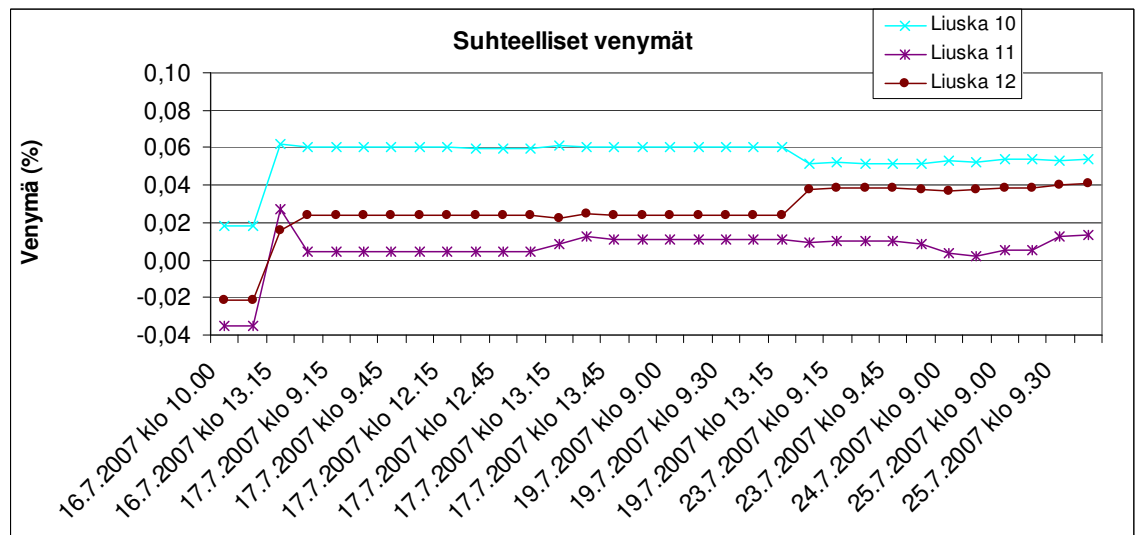
a.



b.

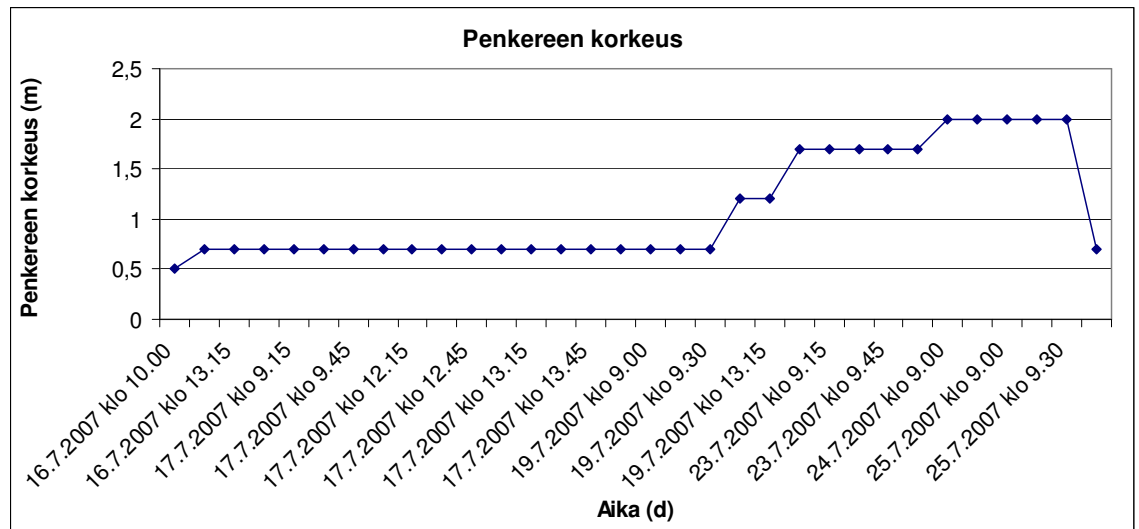


c.

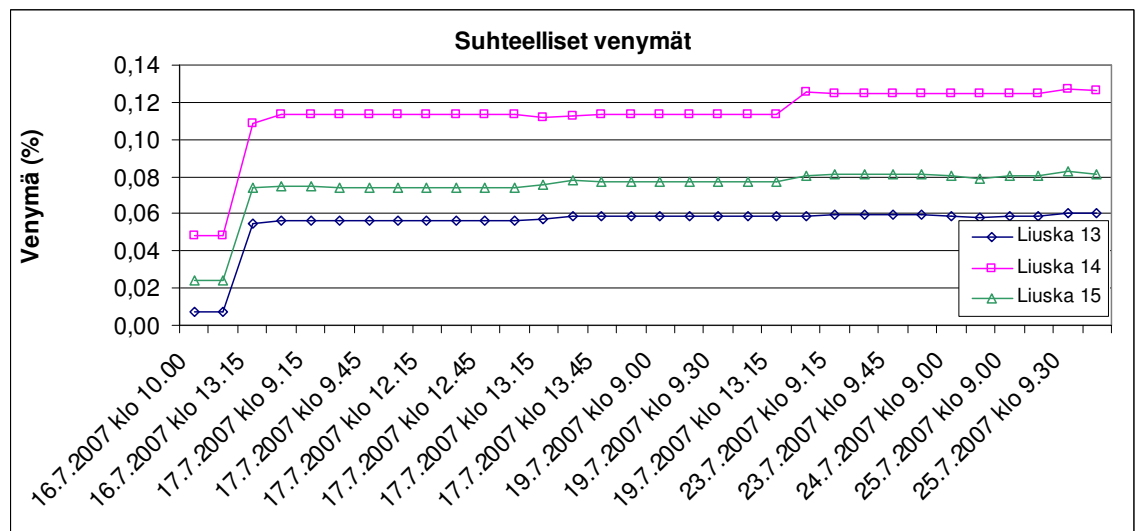


Kuva 7.11. Vanttilan koerakenne. Rakenne A2. Suhteelliset venymät liuskoissa 7-12 ja pengerkorkeus ajanhetken funktiona (huom! aika ei lineaarinen). $\varepsilon=0,1 \text{ \%} \approx 262 \text{ kN/m}$.

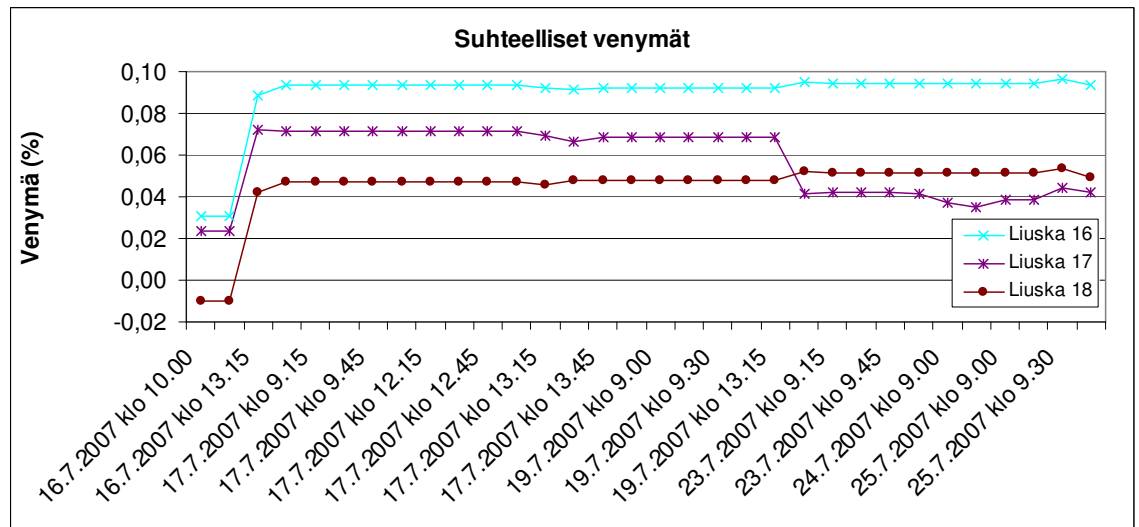
a.



b.

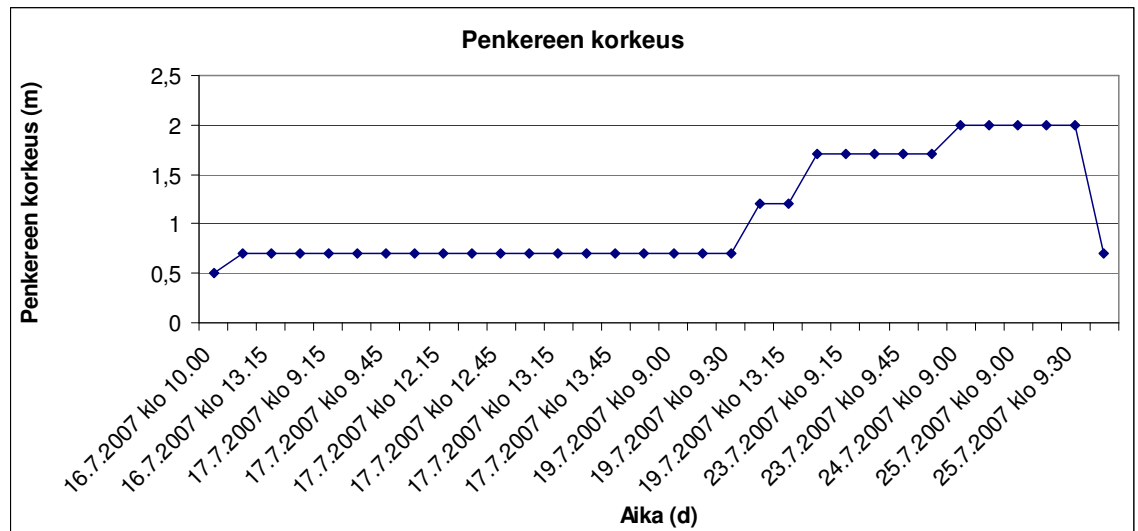


c.

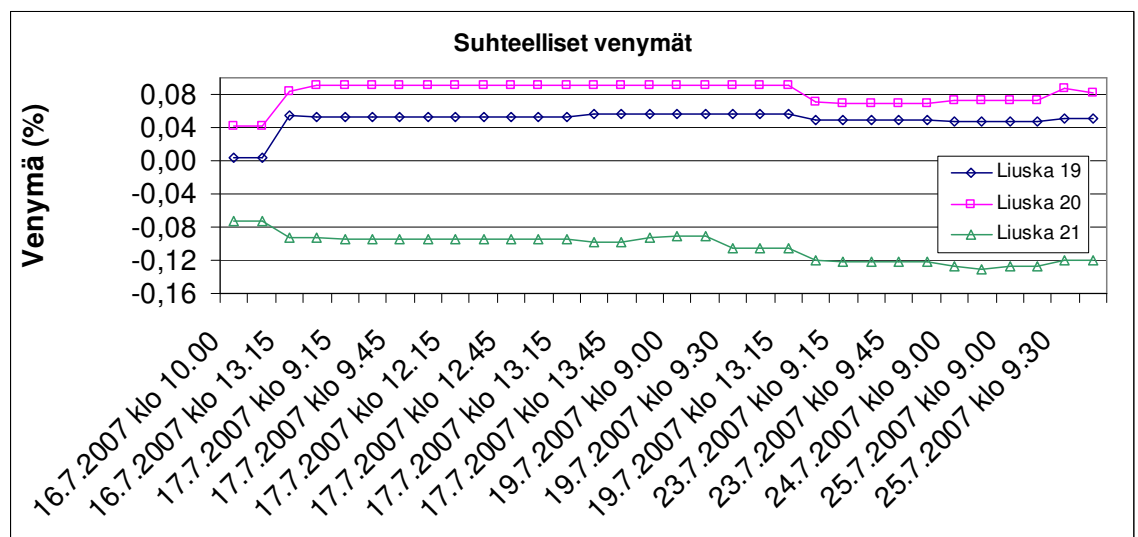


Kuva 7.12. Vanttilan koerakenne. Rakenne A2. Suhteelliset venymät liuskoissa 13-18 ja pengerkorkeus ajanhetken funktiona (huom! aika ei lineaarinen). $\varepsilon=0,1 \text{ \%} \approx 262 \text{ kN/m}$.

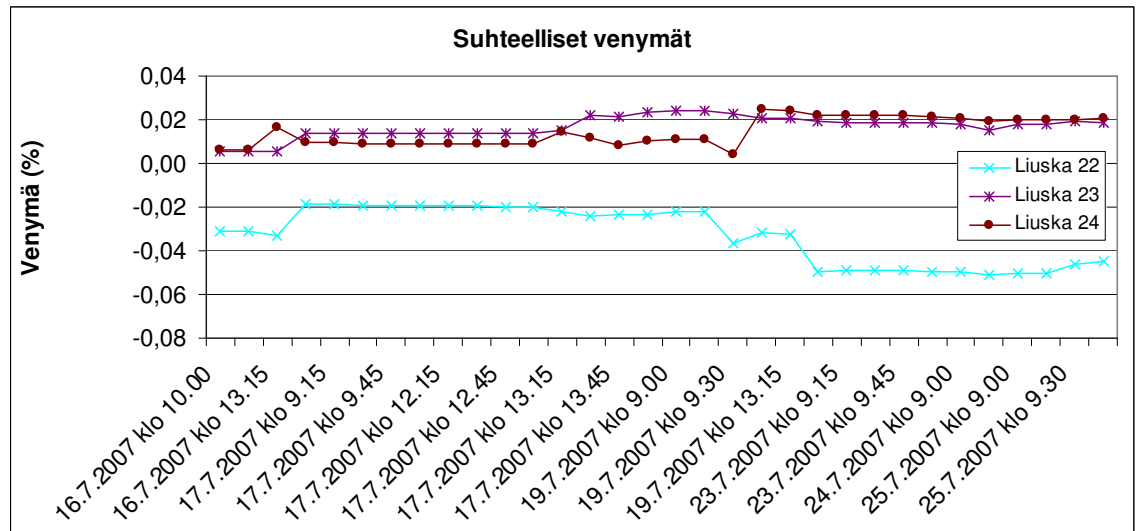
a.



b.

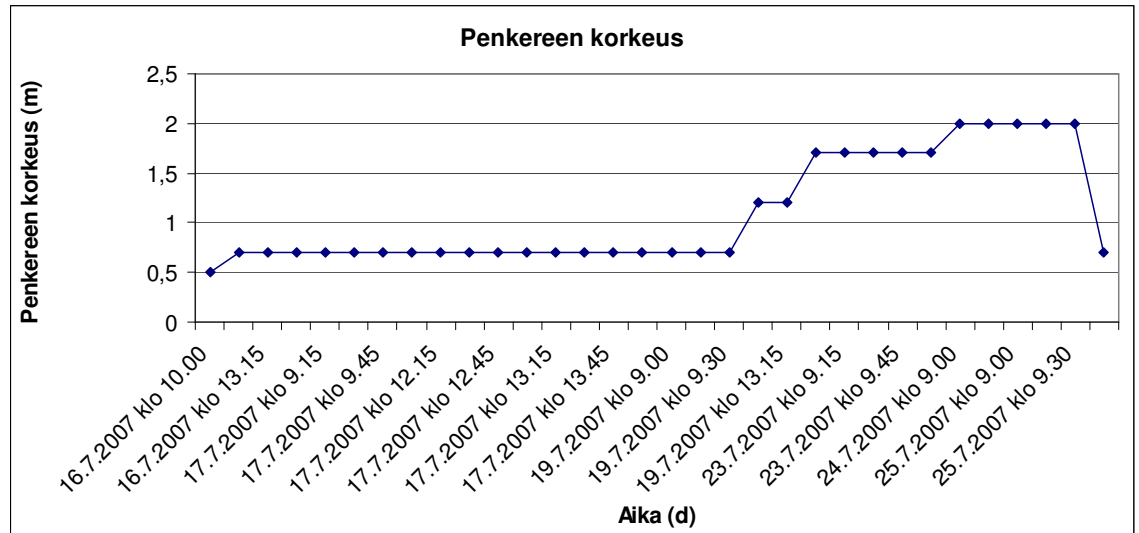


c.

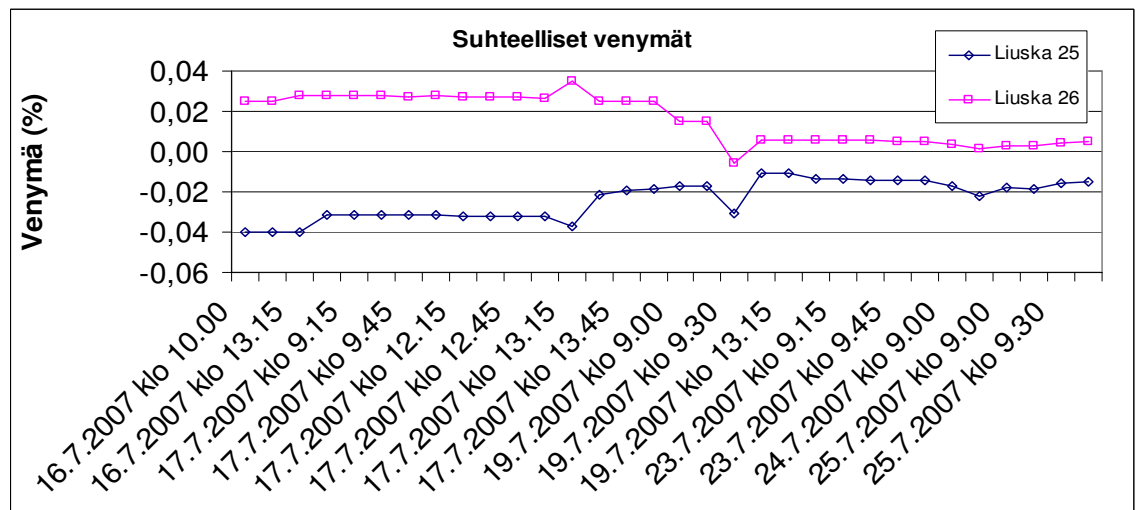


Kuva 7.13. Vanttilan koerakenne. Rakenne A2. Suhteelliset venymät liuskoissa 19-24 ja pengerkorkeus ajanhetken funktiona (huom! aika ei lineaarinen). $\epsilon=0,1 \text{ \%} \approx 262 \text{ kN/m}$. Liuskat 21 ja 22 sijaitsevat lähellä paaluhatun reunaa.

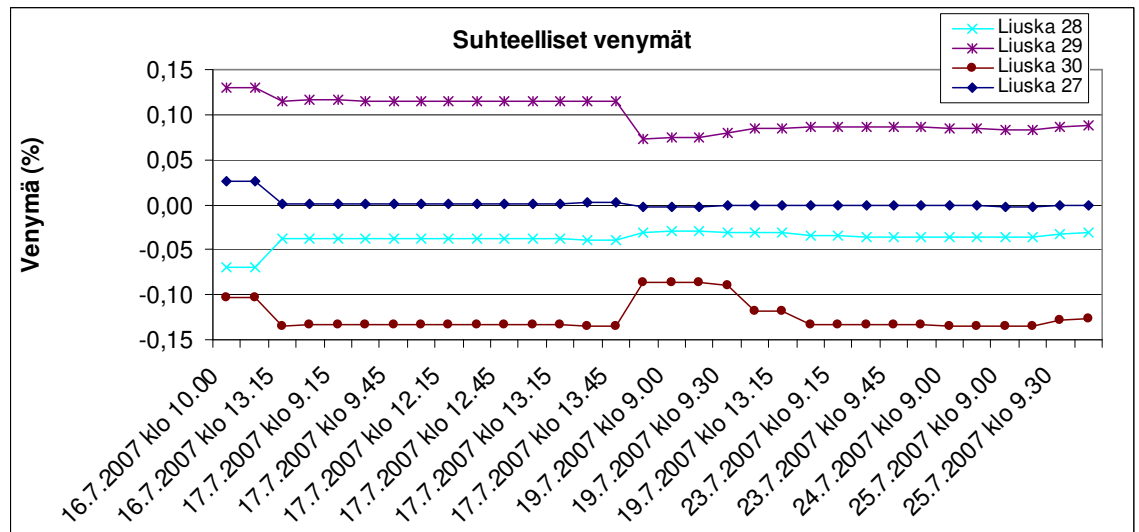
a.



b.

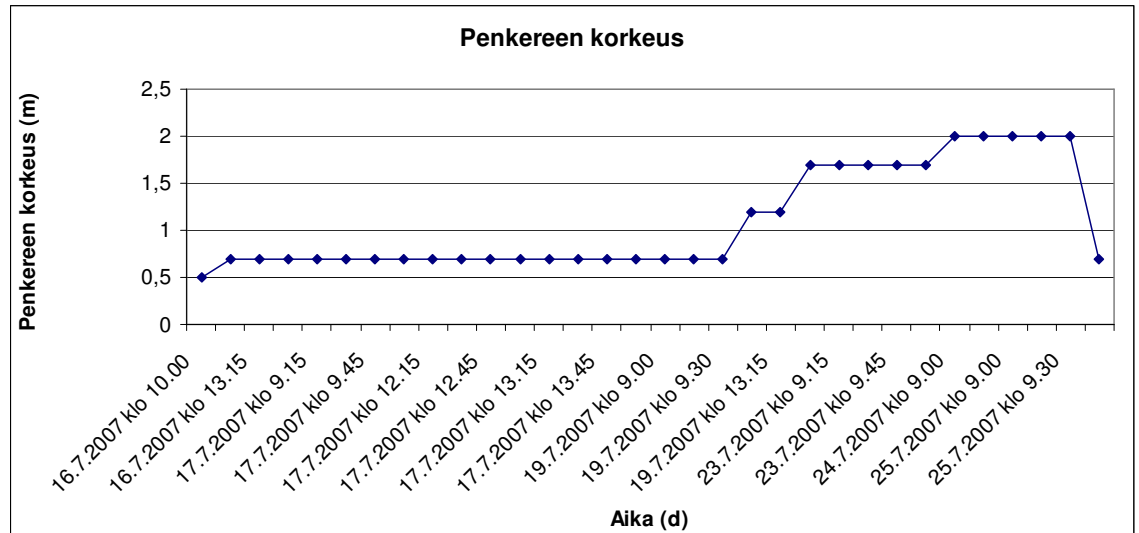


c.

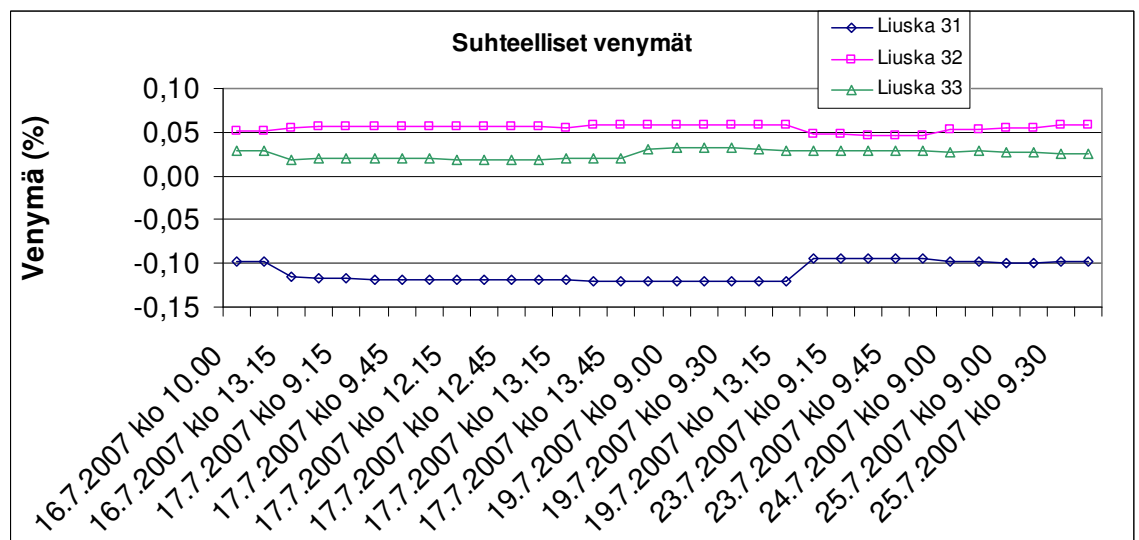


Kuva 7.14. Vanttilan koerakenne. Rakenne A2 (liuskat 25-26) ja Rakenne A1 (liuskat 27-30). Suhteelliset venymät liuskoissa 25-30 ja pengerkorkeus ajanhetken funktiona (huom! aika ei lineaarinen). $\epsilon=0,1 \text{ \%} \approx 262 \text{ kN/m}$ (A2) ja $\epsilon=0,1 \text{ \%} \approx 166 \text{ kN/m}$ (A1). Liuskat 25-26 ja 29-30 sijaitsevat lähellä paaluhatun reunaa.

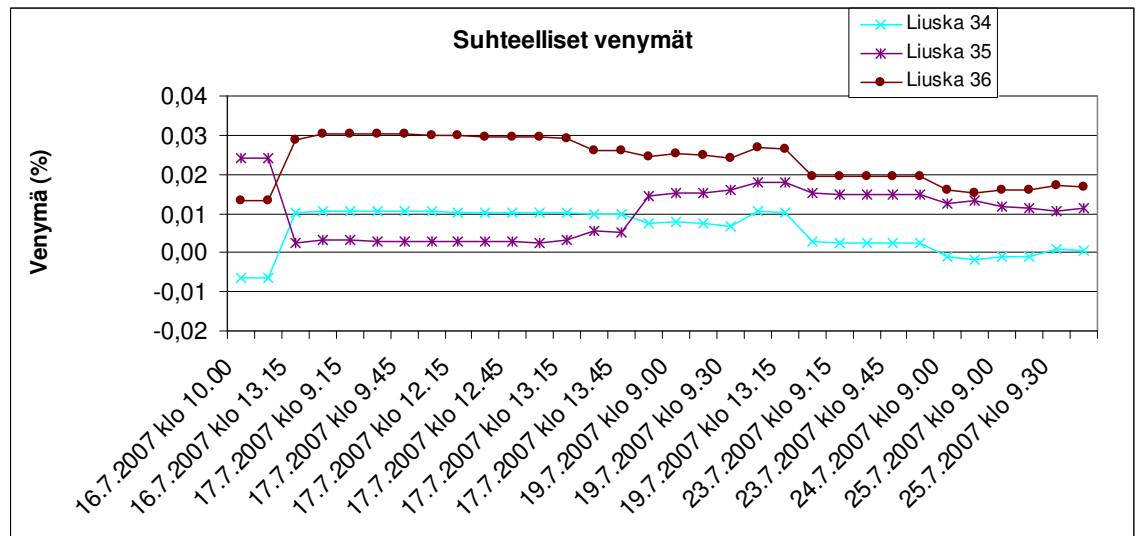
a.



b.

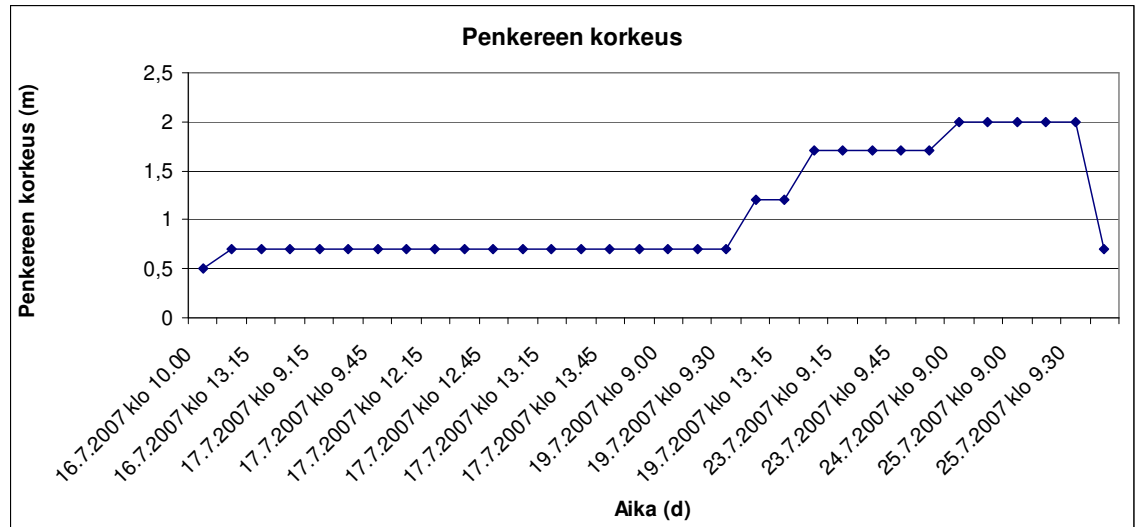


c.

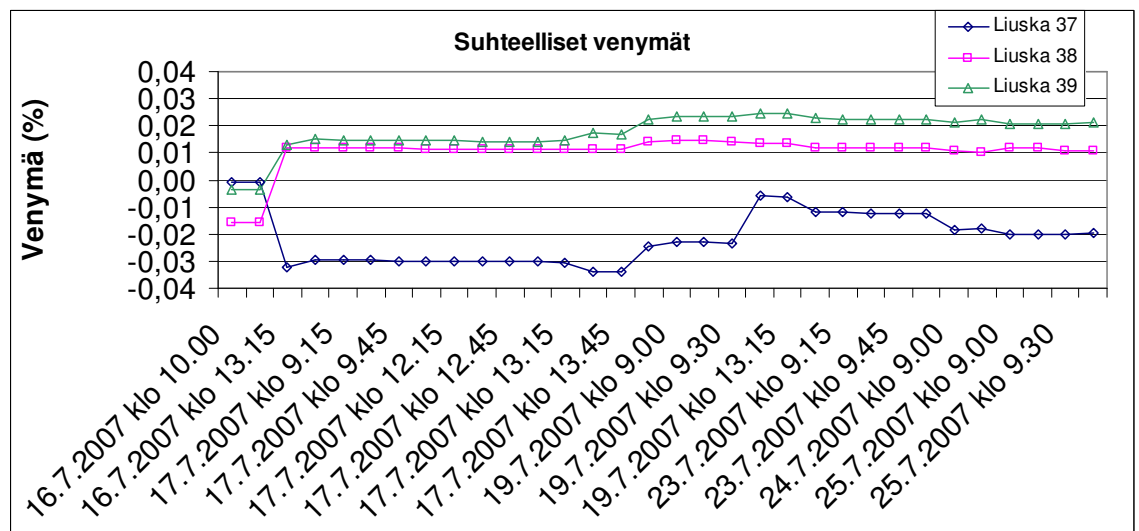


Kuva 7.15. Vanttilan koerakenne. Rakenne A1. Suhteelliset venymät liuskoissa 31-36 ja pengerkorkeus ajanhetken funktiona (huom! aika ei lineaarinen). $\varepsilon=0,1\% \approx 166 \text{ kN/m}$. Liuskat 31-32 ja 35-36 sijaitsevat lähellä paaluhatun reunaa.

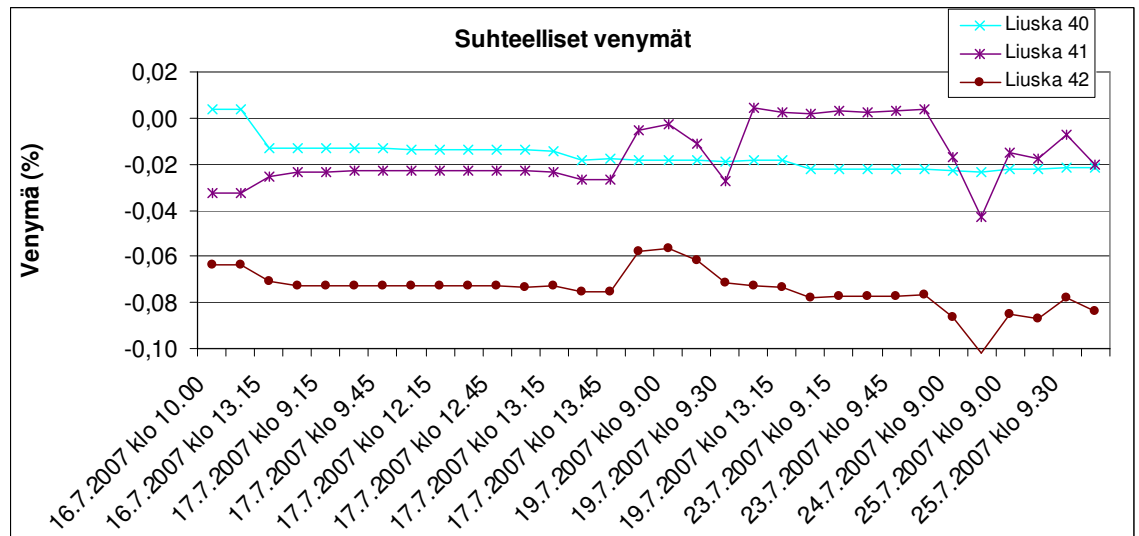
a.



b.

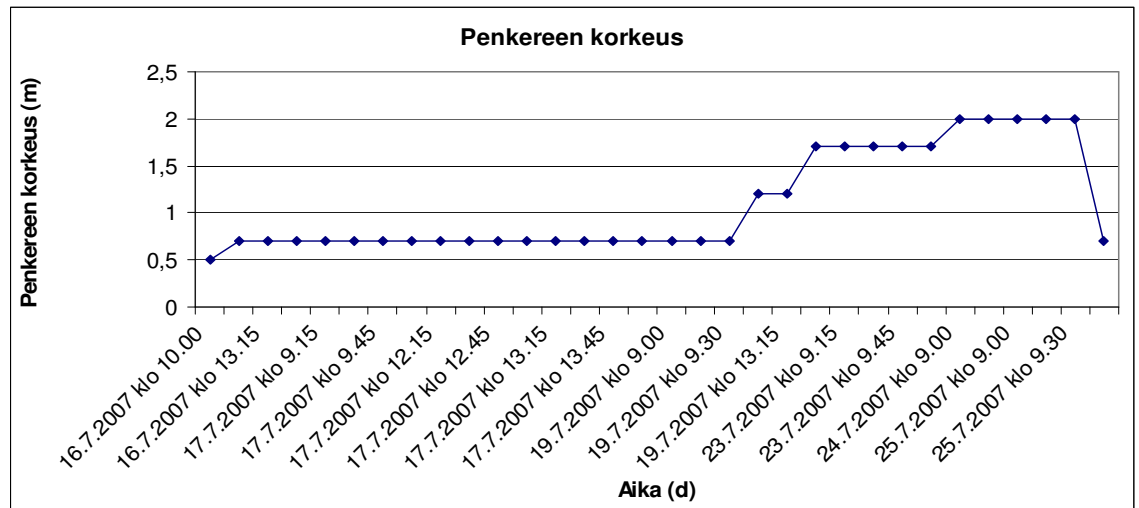


c.

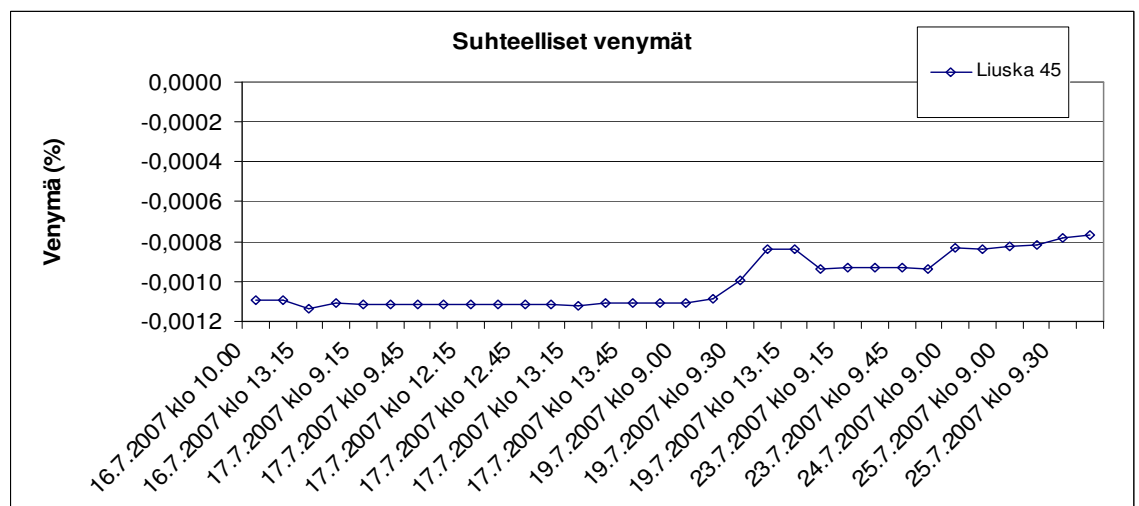


Kuva 7.16. Vanttilan koerakenne. Rakenne A1. Suhteelliset venymät liuskoissa 37-42 ja pengerkorkeus ajanhetken funktiona (huom! aika ei lineaarinen). $\varepsilon=0,1 \text{ \%} \approx 166 \text{ kN/m}$. Liuskat 41 j 42 sijaitsevat lähellä paaluhatun reunaa.

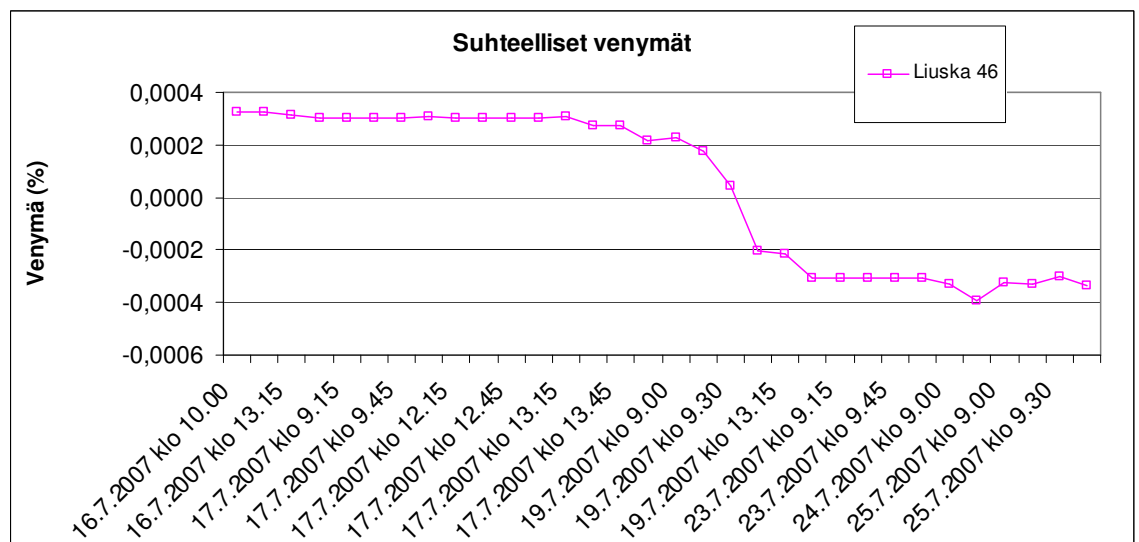
a.



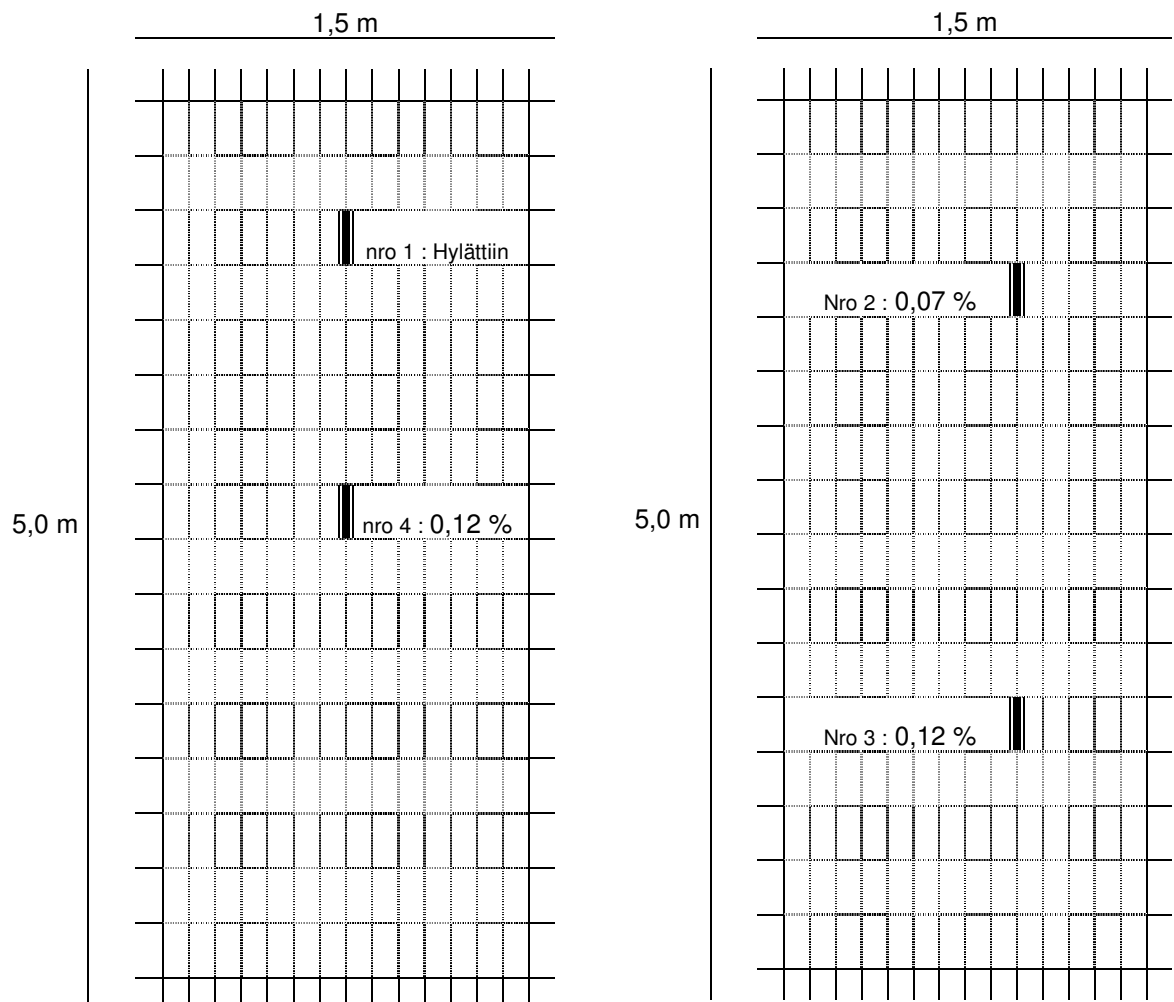
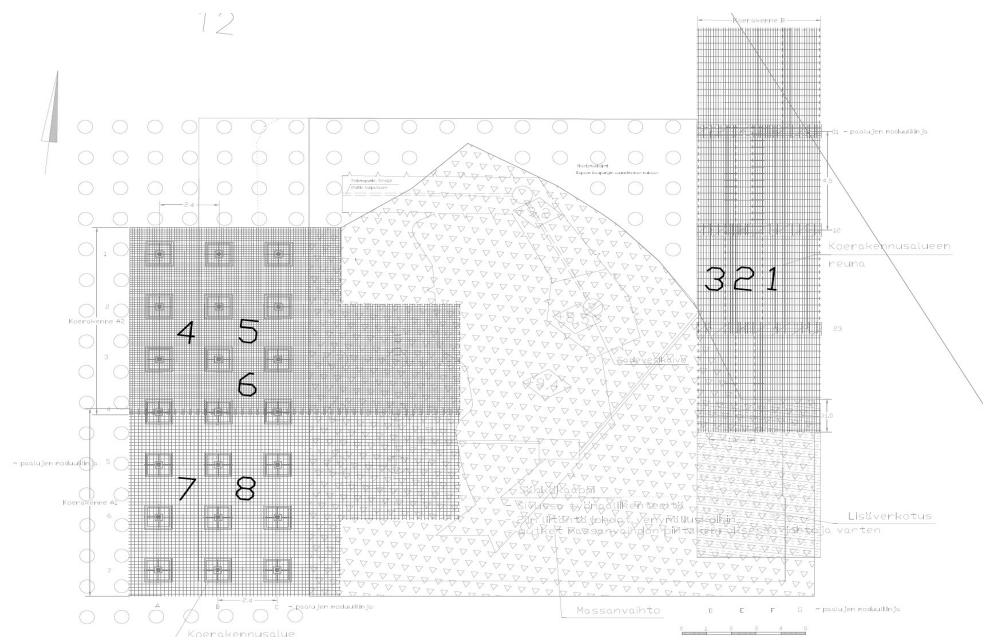
b.



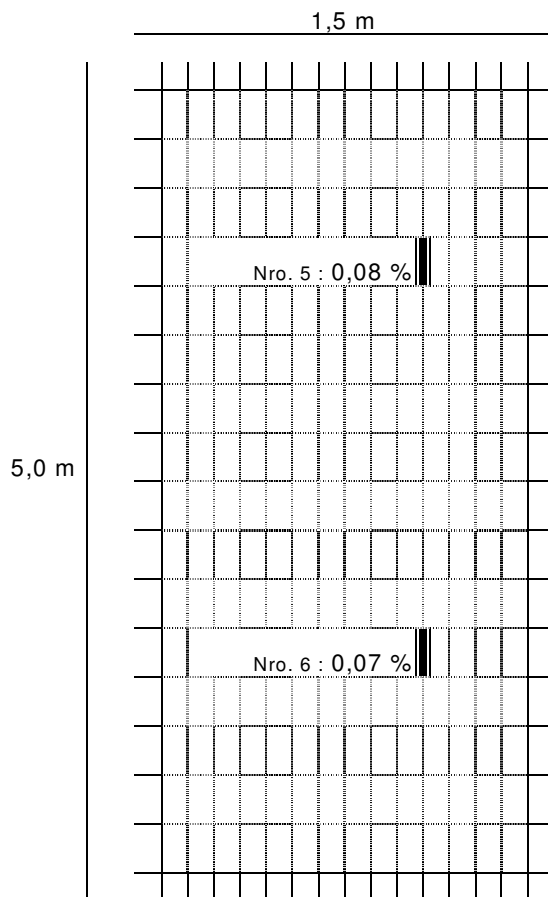
c.



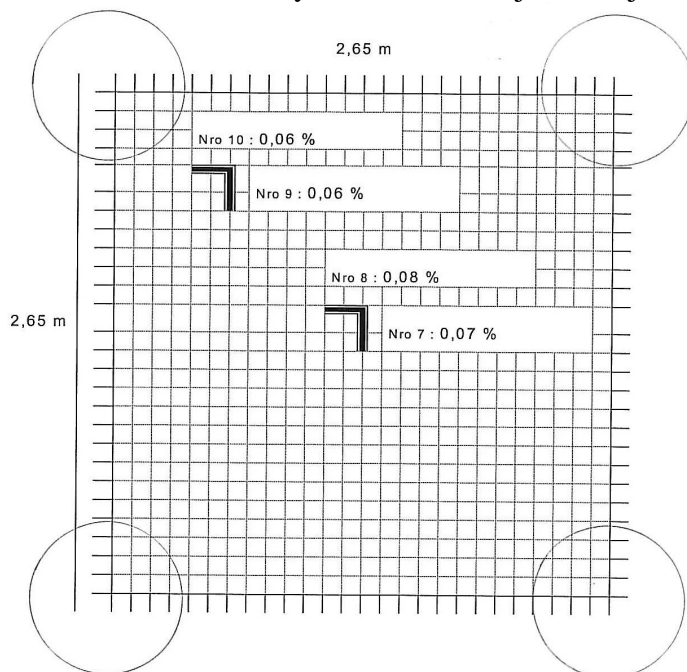
Kuva 7.17. Vanttilan koerakenne. Rakenne A2. Suhteelliset venymät liuskoissa 45 sekä 46 ja pengerkorkeus ajanhetken funktiona (huom! aika ei lineaarinen). $\varepsilon=0,005\% \approx 40$ kN/m. Liuskat 45 ja 46 ovat vetotangoissa.



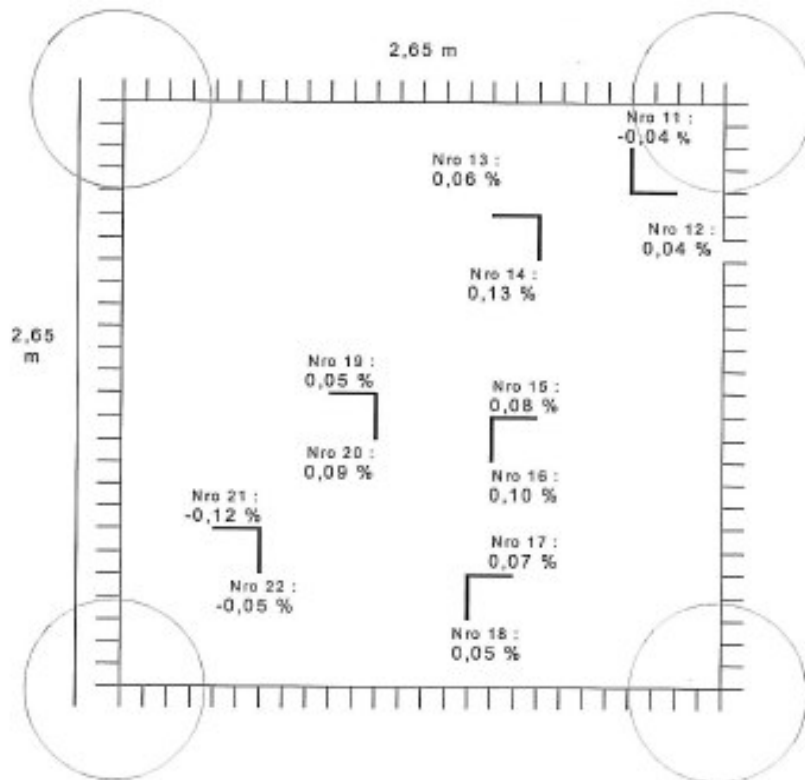
Kuva 7.19. Vanttilan koerakenne B. Venymäliuskojen sijainnit ja maksimivenymät verkoittain. Verkot 1 ja 2, venymäliuskat 1-4. Pohjoinen ylhäällä.



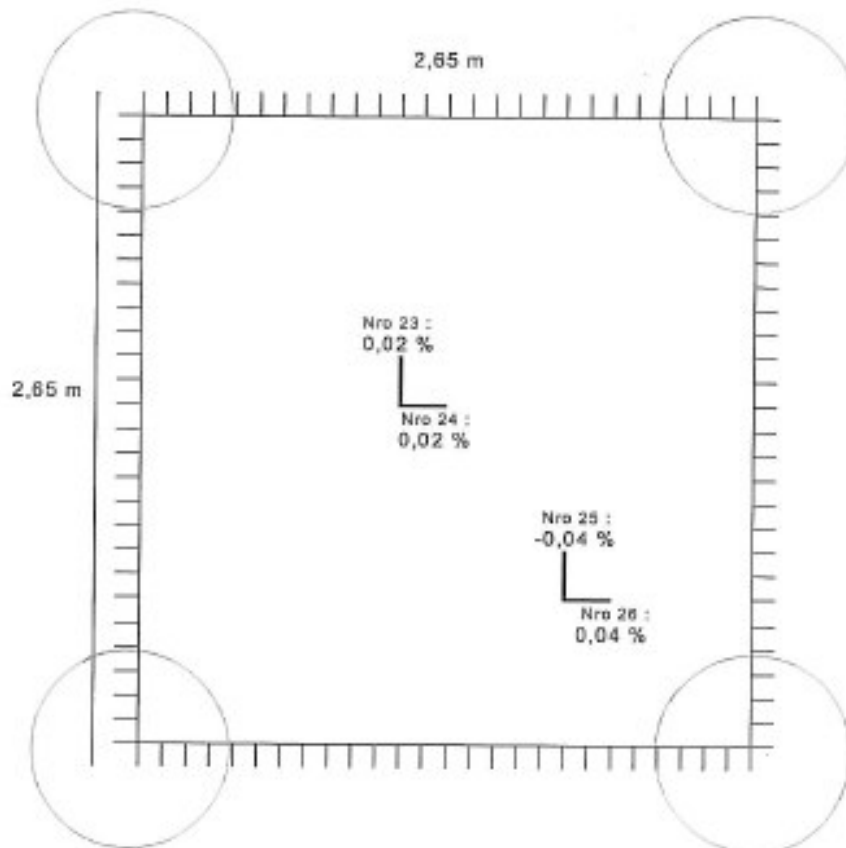
Kuva 7.20. Vanttilan koerakenne B.Venymäliuskojen sijainnit ja maksimivenymät verkoittain. Verkko 3, venymäliuskat nro 5 ja 6. Pohjoinen ylhäällä.



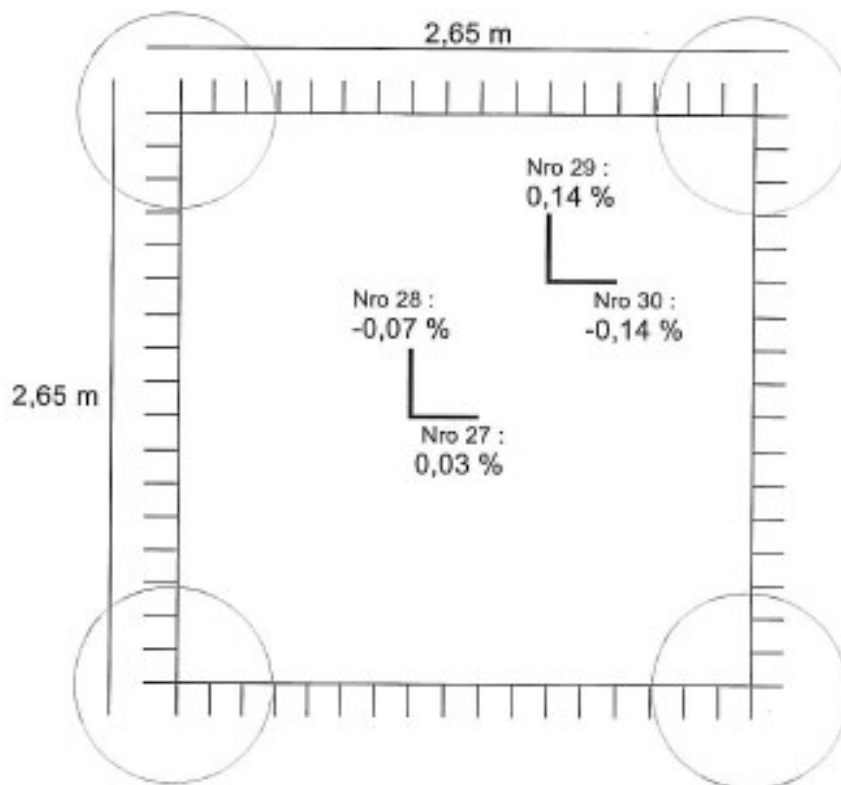
Kuva 7.21. Vanttilan koerakenne A2.Venymäliuskojen sijainnit ja maksimivenymät verkoittain. Verkko 4, venymäliuskat 7-10. Pohjoinen ylhäällä.



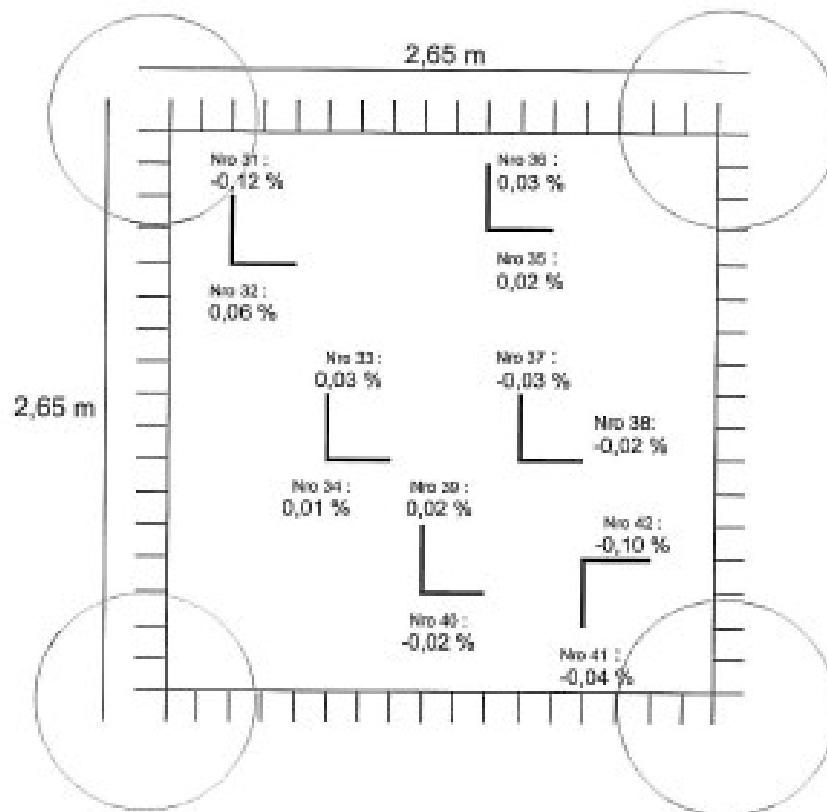
Kuva 7.22. Vanttilan koerakenne A2. Venymäliuskojen sijainnit ja maksimivenymät verkkoittain. Verkko 5 , venymäliuskat 11-22. Pohjoinen ylhäällä.



Kuva 7.22. Vanttilan koerakenne A2. Venymäliuskojen sijainnit ja maksimivenymät verkkoittain. Verkko 6, venymäliuskat 23-26. Pohjoinen ylhäällä.



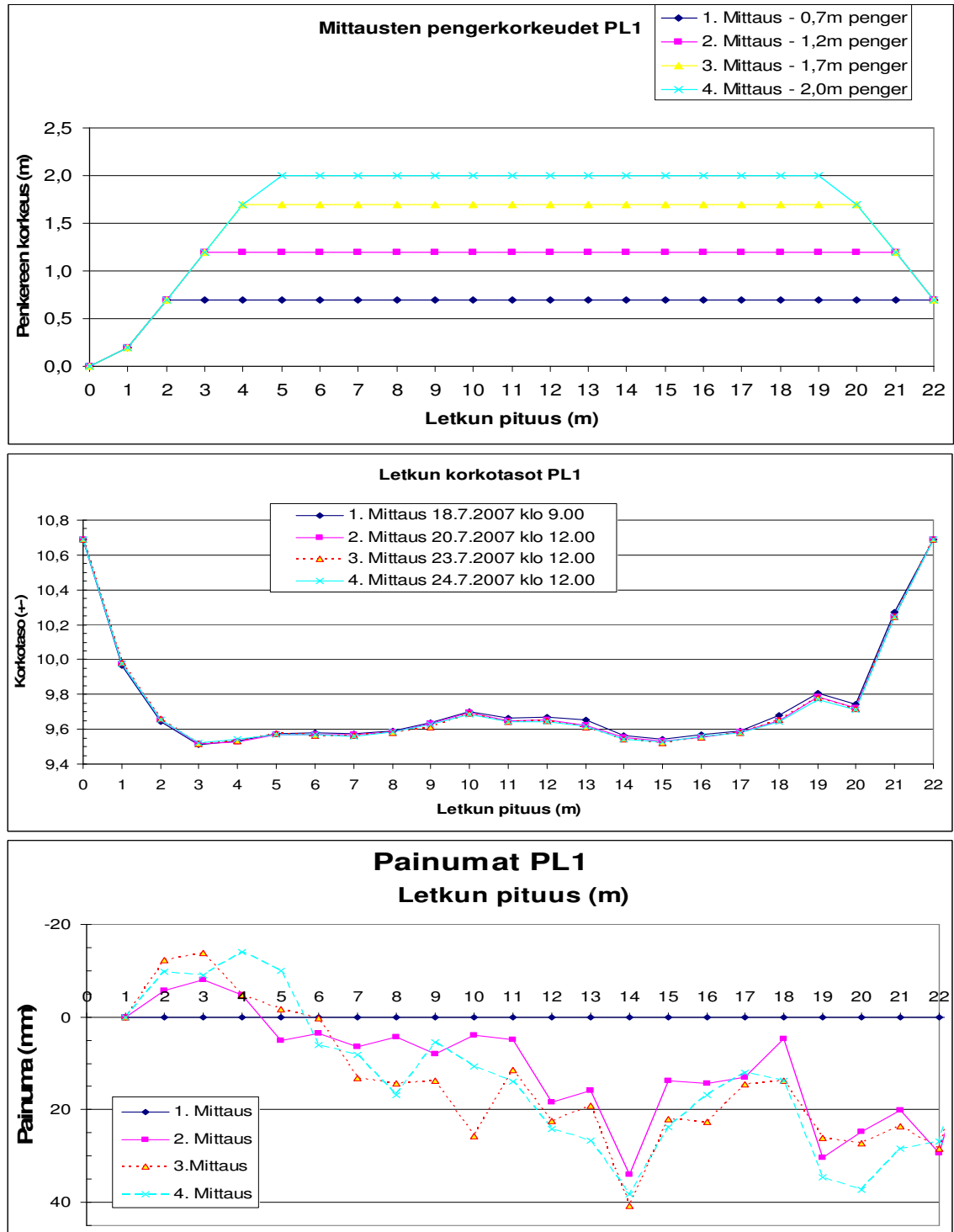
Kuva 7.23. Vanttilan koerakenne A1.Venymäliuskojen sijainnit ja maksimivenymät verkoittain. Verkko 7, venymäliuskat 27-30. Pohjoinen ylhäällä.



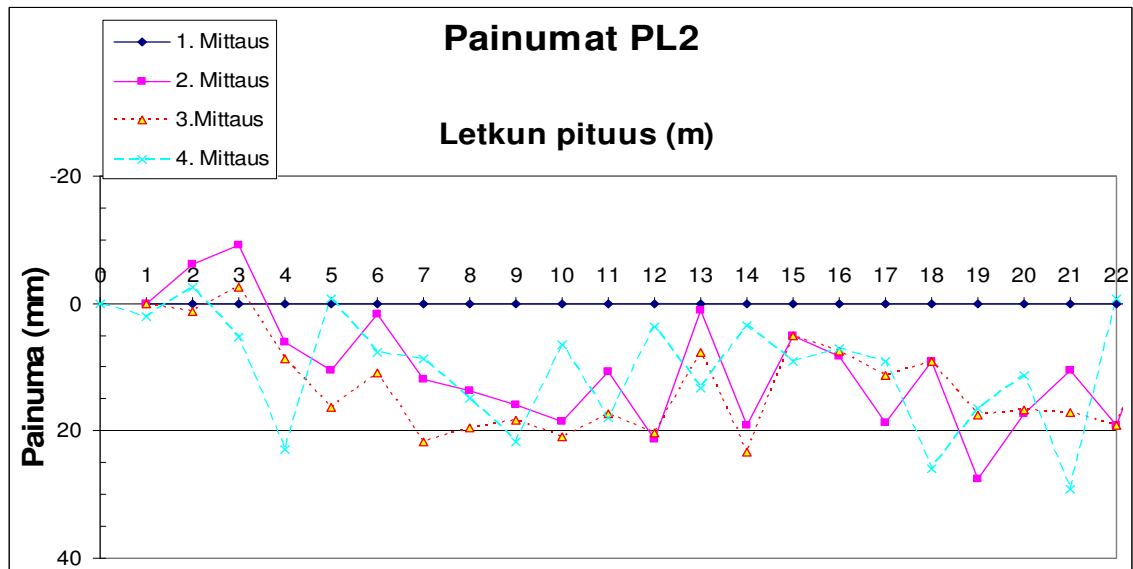
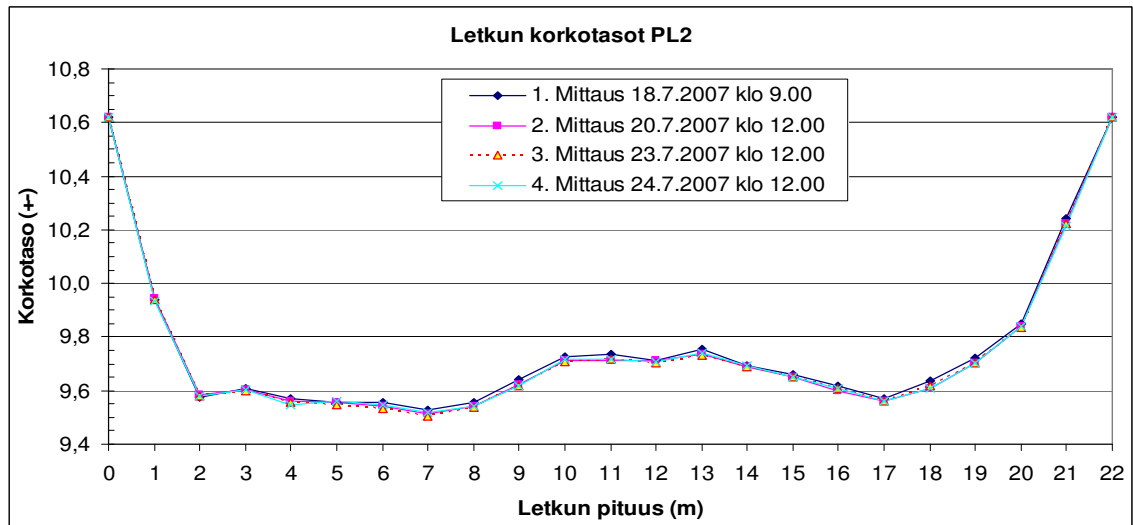
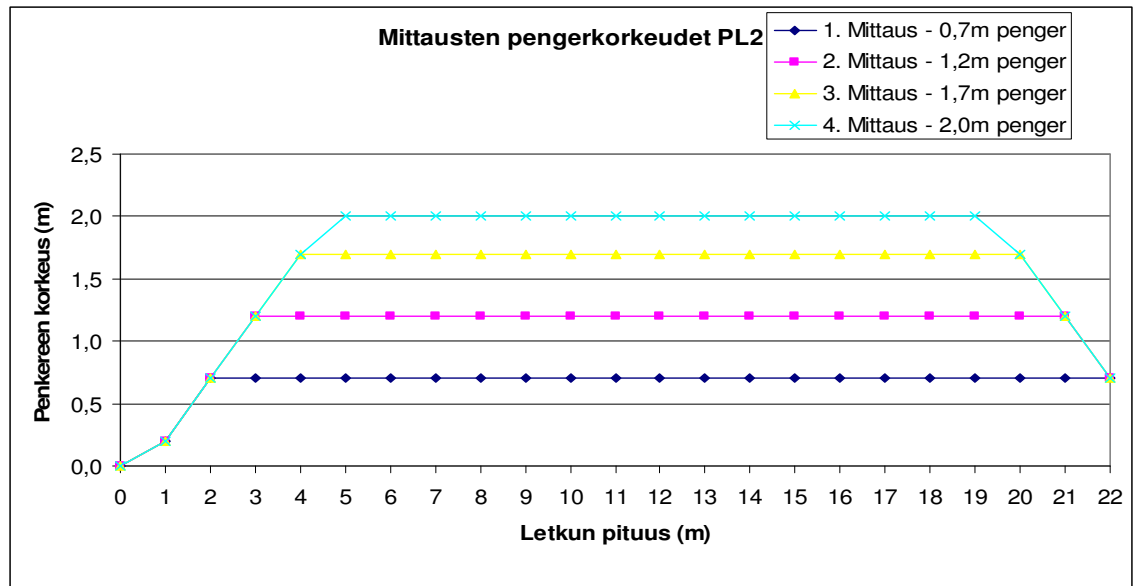
Kuva 7.24. Vanttilan koerakenne A1.Venymäliuskojen sijainnit ja maksimivenymät verkoittain. Verkko 8, venymäliuskat 31-42. Pohjoinen ylhäällä.

7.4 Painumaletkujen mittaustulokset

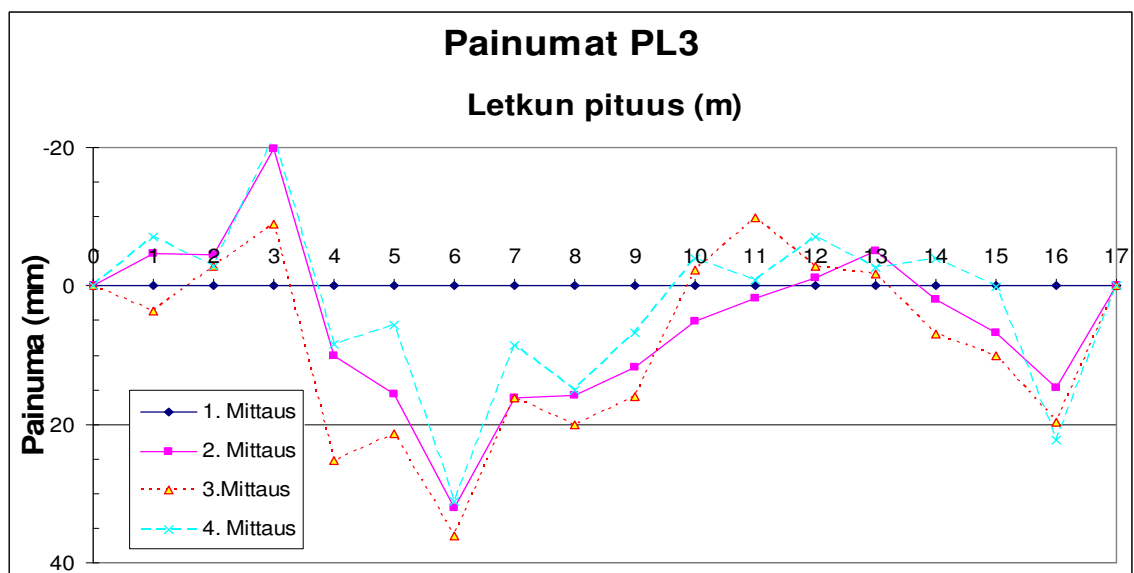
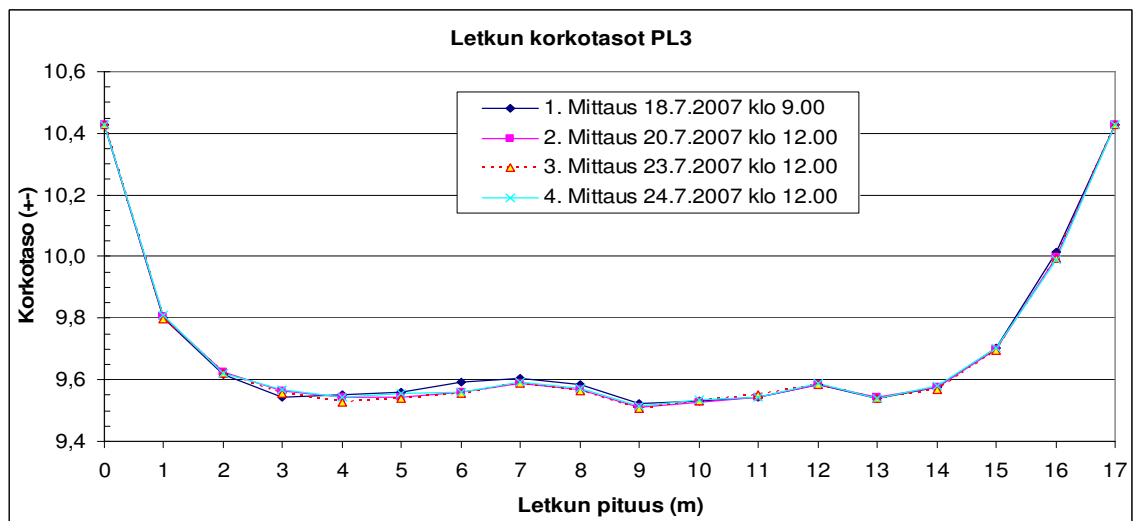
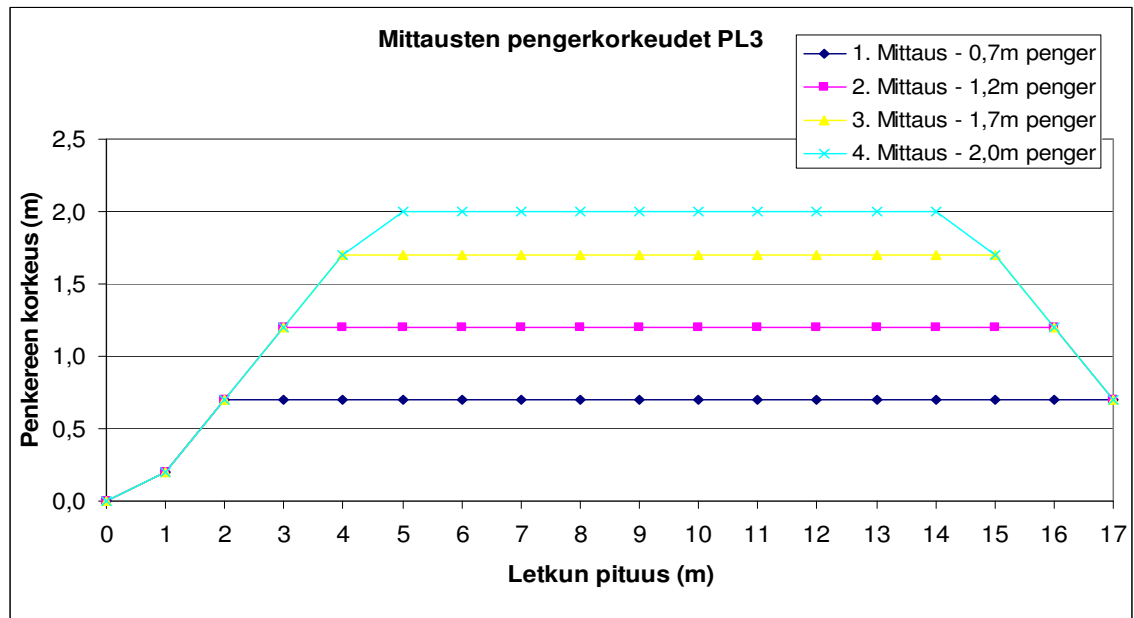
Painumaletkut 1-4 sijaitsevat koerakenteessa A. Painumaletkut 5 ja 6 sijaitsevat koerakenteessa B. Tuloksia analysoidaan tarkemmin luvussa 8. Painumaletkujen mittaustulokset on esitetty kuvissa 7.25-7.30.



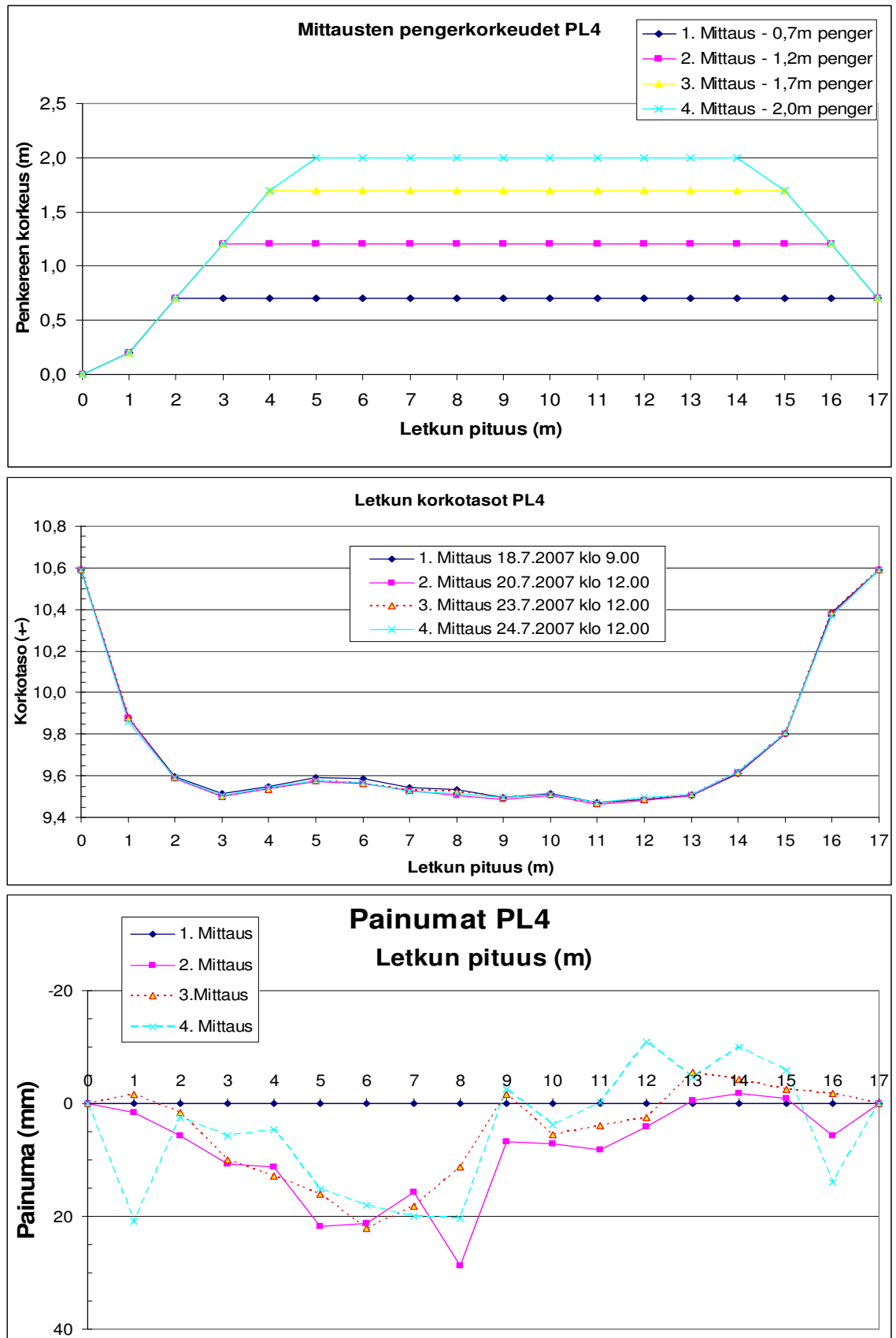
Kuva 7.25. Vanttilan koerakenteet A1 ja A2. Painumaletkun 1 tulokset. Koerakenteiden A1 ja A2 raja on n. lukeman 11 m kohdalla.



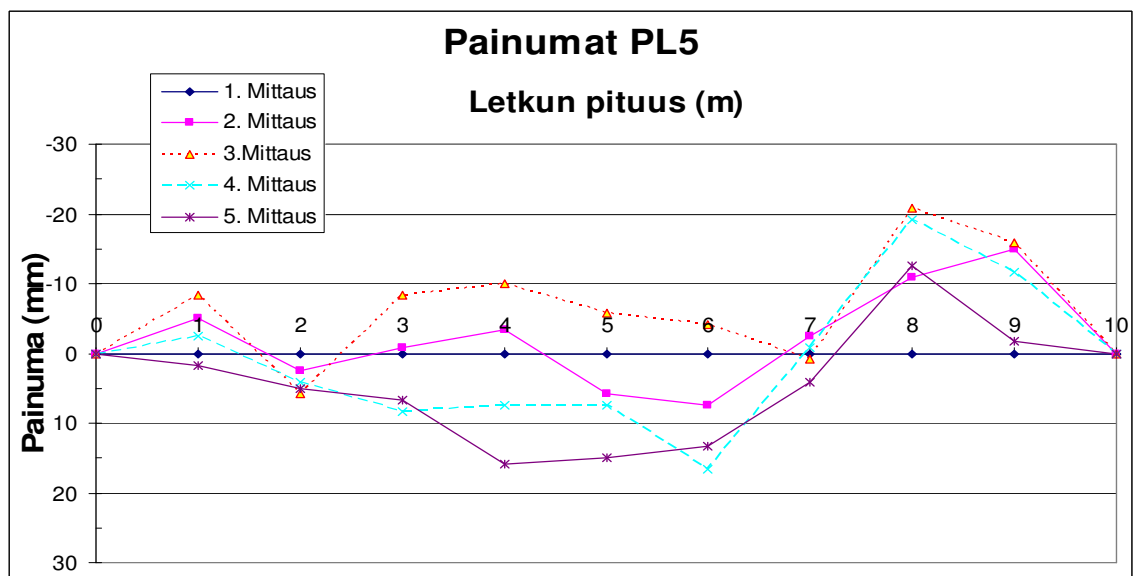
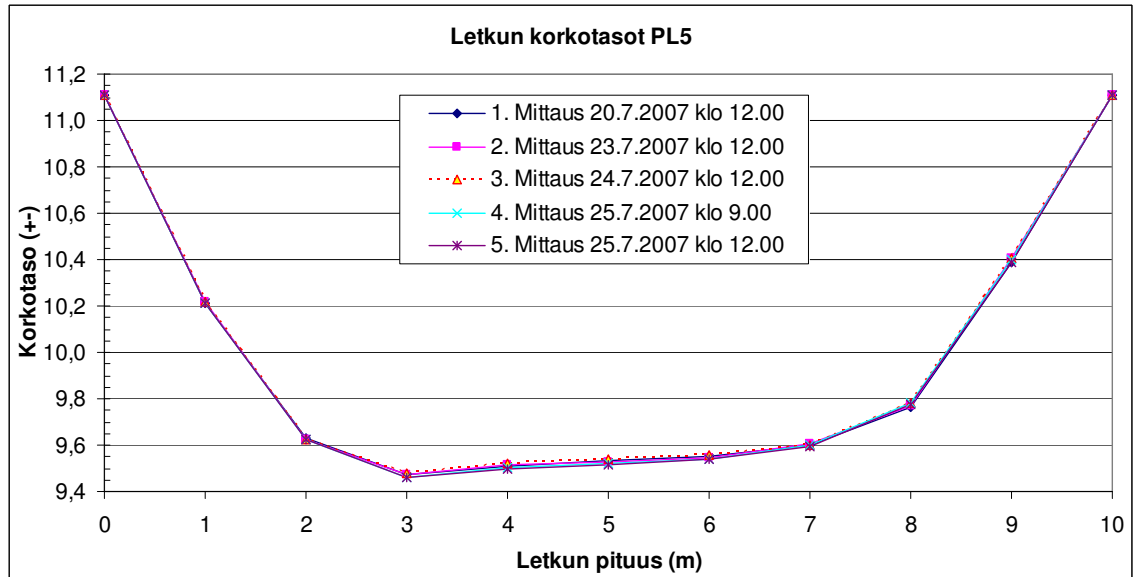
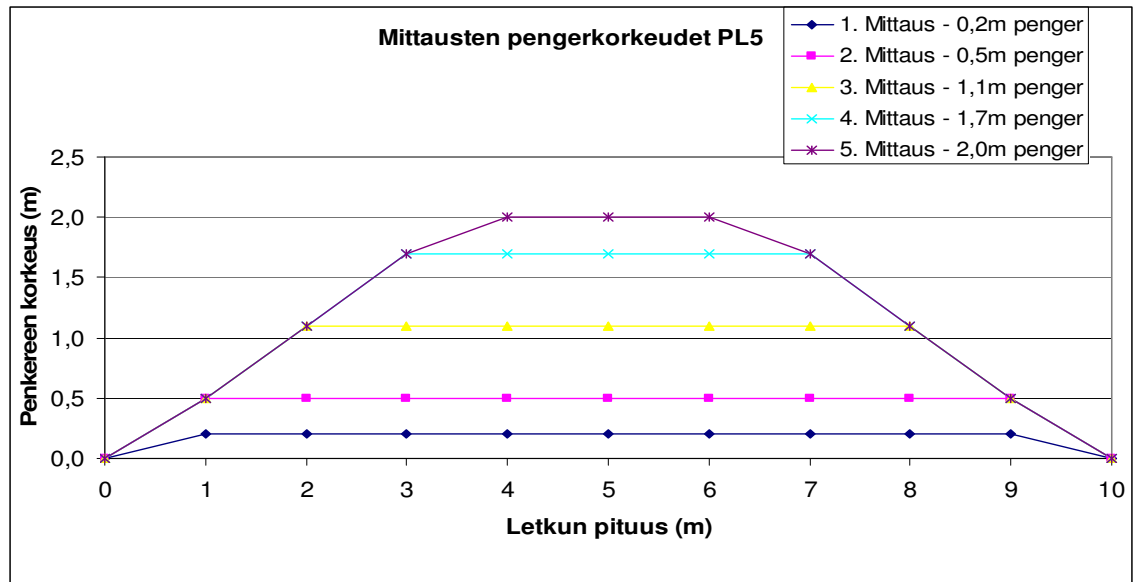
Kuva 7.26. Vanttilan koerakenteet A1 ja A2. Painumaletkun 2 tulokset. Koerakenteiden A1 ja A2 raja on lukeman n. 11 m kohdalla.



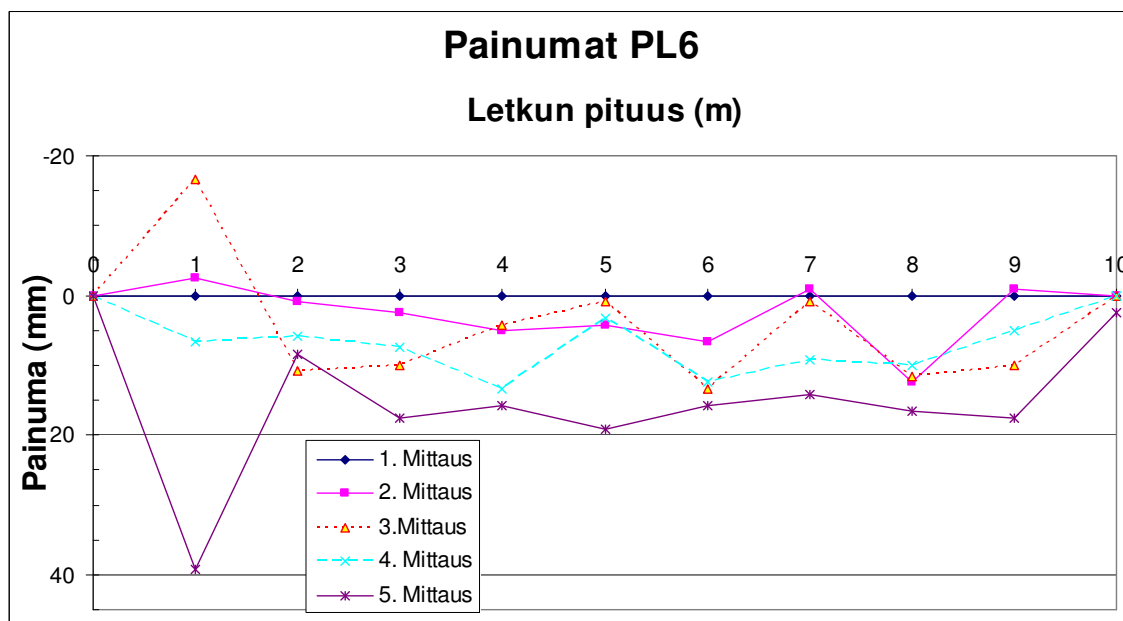
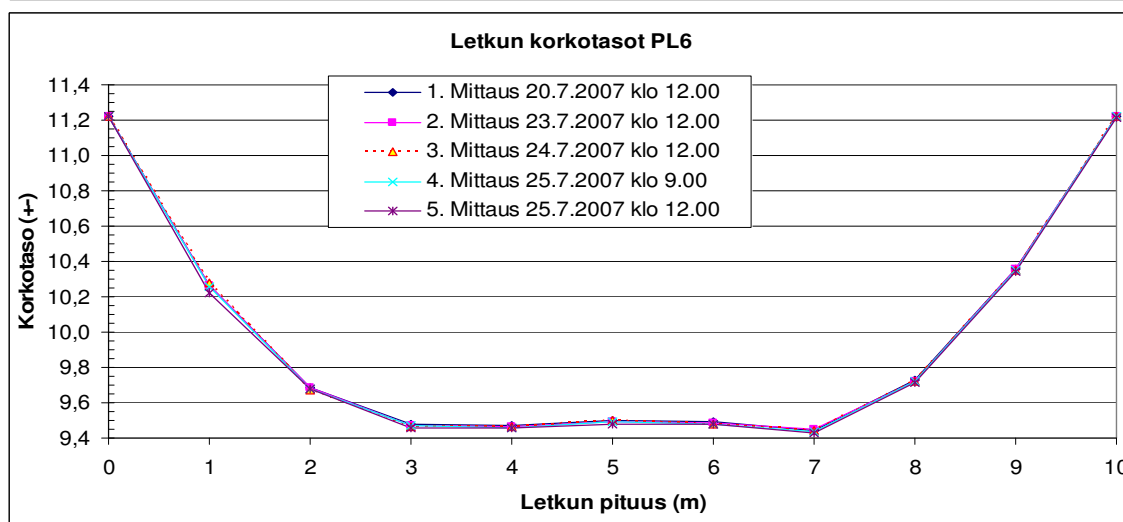
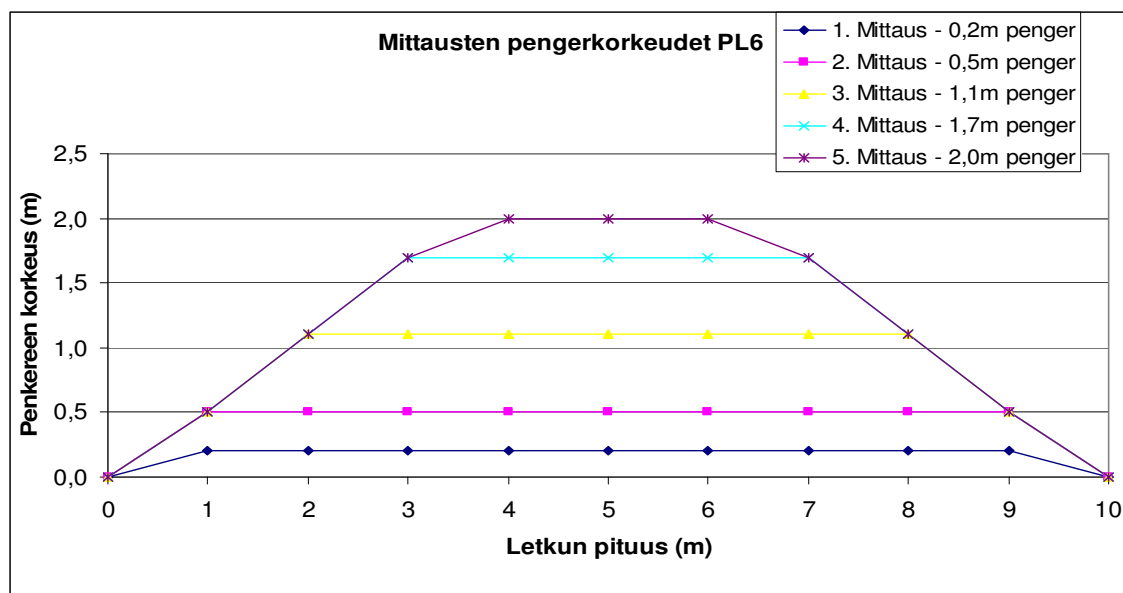
Kuva 7.27. Vanttilan koerakenne A1. Painumaletkun 3 tulokset. ”Paaluhatut betonikan-
sia” rakenteet sijaitsevat lukemien 9...15 m kohdalla.



Kuva 7.28. Vanttilan koerakenne A2. Painumaletkun 4 tulokset. ”Paaluhatut betonikan-
sia” rakenteet sijaitsevat lukemien 9...15 m kohdalla.



Kuva 7.29. Vanttilan koerakenne B. Painumaletkun 5 tulokset.



Kuva 7.30. Vanttilan koerakenne B. Painumaletkun 6 tulokset.

Taulukko 7.3. Vanttilan koerakenne. Rakenne A1.

Painumaletku PL 1, Kuorma = $H \times \gamma_d + p$ (penger- + liikennekuorma 20 kN/m²)

Kuorma	Tarkasteltu sijainti*	Painuma (vaihteluväli)	Painuma (keskiarvo)	Huom! / lukemien sijainti (letkun m-lukema)
15 kPa	PK, PV	0	0	Alkumittaus
45 kPa	PK	16...18 mm	17 mm	- / 12...13 m
45 kPa	PV	16...34 mm	25 mm	- / 13...14 m
56 kPa	PK	19...23 mm	21 mm	- / 12...13 m
56 kPa	PV	19...41 mm	30 mm	- / 13...14 m
62 kPa	PK	24...27 mm	26 mm	- / 12...13 m
62 kPa	PV	27...38 mm	33 mm	- / 13...14 m

* PK = paaluhattujen keskellä, PV = paaluhattujen välissä

Taulukko 7.4. Vanttilan koerakenne. Rakenne A2.

Painumaletku PL 1, Kuorma = $H \times \gamma_d + p$ (penger- + liikennekuorma 20 kN/m²)

Kuorma	Tarkasteltu sijainti*	Painuma (vaihteluväli)	Painuma (keskiarvo)	Huom! / lukemien sijainti (letkun m-lukema)
15 kPa	PK, PV	0	0	Alkumittaus
45 kPa	PK	4...8 mm	6 mm	- / 9...10 m
45 kPa	PV	4...8 mm	6 mm	- / 8...9 m
56 kPa	PK	14...26 mm	20 mm	- / 9...10 m
56 kPa	PV	13...14 mm	14 mm	- / 8...9 m
62 kPa	PK	5...11 mm	8 mm	- / 9...10 m
62 kPa	PV	5...17 mm	11 mm	- / 8...9 m

* PK = paaluhattujen keskellä, PV = paaluhattujen välissä

Taulukko 7.5. Vanttilan koerakenne. Rakenne A1.

Painumaletku PL 2, Kuorma = $H \times \gamma_d + p$ (penger- + liikennekuorma 20 kN/m²)

Kuorma	Tarkasteltu sijainti*	Painuma (vaihteluväli)	Painuma (keskiarvo)	Huom! / lukemien sijainti (letkun m-lukema)
15 kPa	PK, PV	0	0	Alkumittaus
45 kPa	PK	1...20 mm	11 mm	- / 12...13 m
45 kPa	PV	1...19 mm	10 mm	- / 13...14 m
56 kPa	PK	8...20 mm	14 mm	- / 12...13 m
56 kPa	PV	8...23 mm	16 mm	- / 13...14 m
62 kPa	PK	4...13 mm	9 mm	- / 12...13 m
62 kPa	PV	3...14 mm	9 mm	- / 13...14 m

* PK = paaluhattujen keskellä, PV = paaluhattujen välissä

Taulukko 7.6.Vanttilan koerakenne. Rakenne A2.

Painumaletku PL 2, Kuorma = $H \times \gamma_d + p$ (penger- + liikennekuorma 20 kN/m²)

Kuorma	Tarkasteltu sijainti*	Painuma (vaihteluväli)	Painuma (keskiarvo)	Huom! / lukemien sijainti (letkun m-lukema)
15 kPa	PK, PV	0	0	Alkumittaus
45 kPa	PK	16...18 mm	17 mm	- / 9...10 m
45 kPa	PV	14...16 mm	15 mm	- / 8...9 m
56 kPa	PK	18...21 mm	20 mm	- / 9...10 m
56 kPa	PV	18...20 mm	19 mm	- / 8...9 m
62 kPa	PK	7...22 mm	15 mm	- / 9...10 m
62 kPa	PV	15...22 mm	19 mm	- / 8...9 m

* PK = paaluhattujen keskellä, PV = paaluhattujen välissä

Taulukko 7.7.Vanttilan koerakenne. Rakenne A1.

Painumaletku PL 3, Kuorma = $H \times \gamma_d + p$ (penger- + liikennekuorma 20 kN/m²)

Kuorma	Tarkasteltu sijainti*	Painuma (vaihteluväli)	Painuma (keskiarvo)	Huom! / lukemien sijainti (letkun m-lukema)
15 kPa	PK, PV	0	0	Alkumittaus
45 kPa	PK	15...16 mm	16 mm	- / 7...8 m
45 kPa	PV	15...32 mm	21 mm	- / 5...7 m
56 kPa	PK	16...20 mm	18 mm	- / 7...8 m
56 kPa	PV	16...36 mm	24 mm	- / 5...7 m
62 kPa	PK	9...15 mm	12 mm	- / 7...8 m
62 kPa	PV	5...31 mm	15 mm	- / 5...7 m

* PK = paaluhattujen keskellä, PV = paaluhattujen välissä

Taulukko 7.8.Vanttilan koerakenne. Rakenne A2.

Painumaletku PL 4, Kuorma = $H \times \gamma_d + p$ (penger- + liikennekuorma 20 kN/m²)

Kuorma	Tarkasteltu sijainti*	Painuma (vaihteluväli)	Painuma (keskiarvo)	Huom! / lukemien sijainti (letkun m-lukema)
15 kPa	PK, PV	0	0	Alkumittaus
45 kPa	PK	16...29 mm	23 mm	- / 7...8 m
45 kPa	PV	16...22 mm	20 mm	- / 5...7 m
56 kPa	PK	11...18 mm	15 mm	- / 7...8 m
56 kPa	PV	15...22 mm	18 mm	- / 5...7 m
62 kPa	PK	19...20 mm	20 mm	- / 7...8 m
62 kPa	PV	15...20 mm	18 mm	- / 5...7 m

* PK = paaluhattujen keskellä, PV = paaluhattujen välissä

Taulukko 7.9. Vanttilan koerakenne. Rakenne B.

Painumaletku PL 5, Kuorma = $H \times \gamma_d + p$ (penger- + liikennekuorma 0 kN/m²)

Kuorma	Tarkasteltu sijainti*	Painuma (vaihteluväli)	Painuma (keskiarvo)	Huom! / lukemien sijainti (letkun m-lukema)
4 kPa	PK	0	0	Alkumittaus
11 kPa	PK	0...8 mm	3 mm	- / 3...7 m
23 kPa	PK	0...1 mm	1 mm	- / 3...7 m
36 kPa	PK	0...17 mm	8 mm	- / 3...7 m
42 kPa	PK	4...16 mm	11 mm	- / 3...7 m

* PK = palkkien keskellä

Taulukko 7.10. Vanttilan koerakenne. Rakenne B.

Painumaletku PL 6, Kuorma = $H \times \gamma_d + p$ (penger- + liikennekuorma 0 kN/m²)

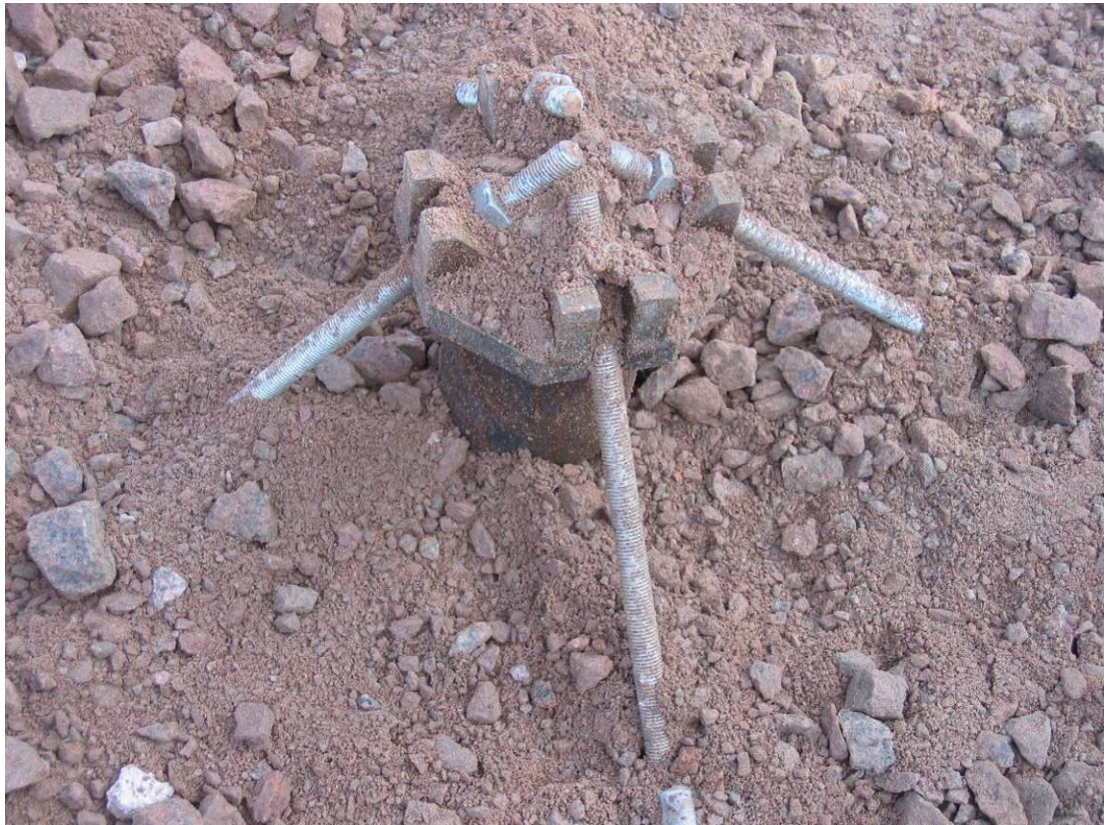
Kuorma	Tarkasteltu sijainti*	Painuma (vaihteluväli)	Painuma (keskiarvo)	Huom! / lukemien sijainti (letkun m-lukema)
4 kPa	PK	0	0	Alkumittaus
11 kPa	PK	0...7 mm	4 mm	- / 3...7 m
23 kPa	PK	1...13 mm	6 mm	- / 3...7 m
36 kPa	PK	3...13 mm	9 mm	- / 3...7 m
42 kPa	PK	14...19 mm	16 mm	- / 3...7 m

* PK = palkkien keskellä

7.5 Aukikaivetut rakenteet

Ylipenkereen purkamisen jälkeen kaivettiin auki kaksi paaluhattua silmämääräistä tarkastelua varten. Paaluhatut sijaitsivat koerakenteessa A2. Kuten kuvasta 7.31 näkyy, ei paaluhatussa ole merkittäviä muodonmuutoksia tapahtunut. Vetoteräksiset ovat hieman asettuneet epäsymmetrisesti paaluhatun massakeskipisteeseen nähden, mutta tämä on odotettua, koska terästen kautta kulkee suuria kuormia ja kuorma on usein dynaamisen liikennekuorman takia epäkeskeinen.

Kuvassa 7.32 näkyy paremmin yksi vetoteräksistä, jossa pientä vääntymistä on silmämääräisesti havaittavissa. Kuvasta kuitenkin nähdään, ettei vetoteräs ole lähelläkään murtorajaa muodonmuutosten ollessa näin pieniä. Mutteri on pysynyt hyvin paikallaan ja hahlo ei ole vääntynyt. Kuvassa 7.24 on esitetty paaluhatun U-liitos aukikaivettuna. U-lenkki ei ole muuttanut muotoaan juuri lainkaan. Varsinainen teräsverkko ja kehäteräs vaikuttavat myös kokeneen vain pieniä muodonmuutoksia.



Kuva 7.31. Vanttilan koerakenteet. Aukikaivettu paaluhattu, koerakenteen A2 eteläreunan keskimmäinen paaluhattu (27.7.2007).



Kuva 7.32. Vanttilan koerakenteet. Aukikaivettu vetotanko. Koerakenteen A2 eteläreunan keskimmäinen paaluhattu (27.7.2007).



Kuva 7.33. Vanttilan koerakenteet. Aukikaivettu U-liitos. Koerakenteen A2 eteläreunan keskimmäinen paaluhattu (27.7.2007).



Kuva 7.34. Vanttilan koerakenteet. Aukikaivettu teräsverkko, paaluhatun kehäteräs ja paaluhatun apuverkko. Koerakenteen A2 eteläreunan keskimmäisen rivin toiseksi eteläisin paaluhattu kuvassa vasemmalla (27.7.2007).

Kuvassa 7.33 suurin muodonmuutos onkin tapahtunut paaluhatus alla olevan apuverkon reunimmaisessa harjateräksessä. Se on ottanut U-lenkin leikkausvoiman lähes täysin vastaan ja estänyt täten muiden osien suuremman muodonmuutoksen. Muuten U-liitos näyttää säilyttäneen muotonsa hyvin (kärsineen vain pieniä vaurioita). Myös vetoterästen venymäliuskojen sähköjohdot näyttivät ehjiltä.

Kuvassa 7.34 on esitetty teräsverkkokenttää aukikaivettuna. Tätä aukikaivua tehtäessä havaittiin, että teräsverkko oli kentän keskellä painunut maata vasten pieneltä osalta, vaikka paaluhatus kohdalla verkko oli edelleen alkuperäisen n. 10 cm ilmassa. Verkko oli muuten aivan ehjä ja muita muodonmuutoksia ei ollut havaittavissa.

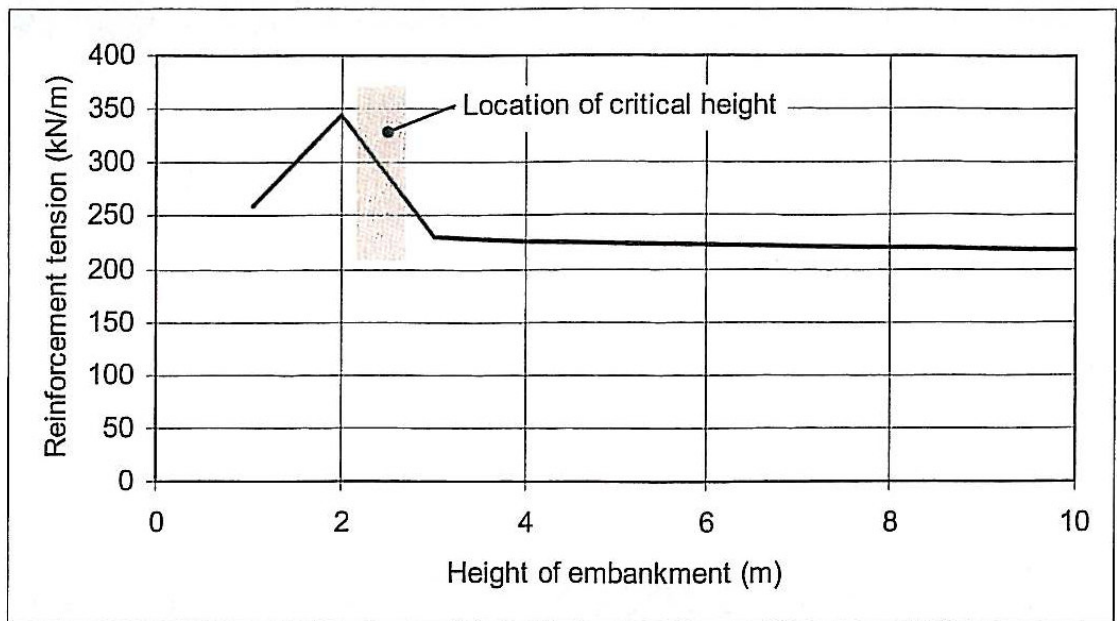
8. Koerakenteiden analysointi

8.1 Jännitykset ja muodonmuutokset pengerkuormalla

Venymäliuskojen kuvaajista nähdään, että venymät ovat suhteellisen pieniä. Teräksen murtorajana voidaan pitää n. 5 % suhteellista venymää ja myötörajana n. 2 % suhteellista venymää. Vanttilan koerakenteen suhteelliset venymät ovat maksimissaan n. 0,2 %, joten varmuuskerroin murtovenymään nähden on lähes kymmen.

Niissä tapauksissa missä venymäliuskan kulmakerroin on "vääränmerkkinen" (= "-"), on terästangon poikittaisesta suunnassa tapahtuva muodonmuutos todennäköisesti suurempi kuin pitkittäisessä suunnassa tapahtuva muodonmuutos. Näin tapahtuu, mikäli tanko on tällä kohdalla taipunut venymisen sijaan (Kalliainen et al. 2007). "-" -merkkiset venymät ovat pääsääntöisesti paaluhattujen läheisyydessä. Ilmeisesti paaluhattujen läheisyydessä verkoissa on tapahtunut taipumista venymisen lisäksi (?).

Penkereen korkeuden kasvattaminen on vaikuttanut mitattuja verkon venymiä kasvattavasti, mutta joissakin venymäliuskoissa on havaittavissa venymän pienenemistä pengerkorkeuden kasvaessa enemmän. Osa venymien pienenemisistä tai venymien kasvattomuudesta pengertä korotettaessa vastaavat verkkojen käyttäytymistä, joka on esitetty kirjallisuudessa mitoitusyhtälöissä ja koetuloksissa. Kuvassa 8.1 on esitetty Quigley & Naughtonin (2007) raportoima lujiteverkkoon mobilisoitunut jännitys pengerkorkeuden funktiona. Ko. rakenteessa paaluväli on 2,5 m ja paaluhattujen halkaisija n. 1 m eli rakenteen geometria on lähes sama kuin Vanttilan koerakenteissa. Kuvasta 8.1 nähdään kuinka geovahvisteeseen mobilisoitunut voima aluksi kasvaa pengerkorkeuden kasvaessa, mutta pengerkorkeuden ylittäessä "kriittisen korkeutensa" (critical height) 2...2,5 m alenee geovahvisteeseen mobilisoitunut voima. Kuvassa 8.1 syynä voiman alenemiseen on se, että suuremmalla pengerkorkeudella kuorma holvautuu suoraan paaluhatuille toisin kuin matalammalla penkereellä, jossa kuorma siirtyy paaluilla lähes kokonaisuudessaan verkkojen välityksellä. Tämä selittää osaltaan sen miksi joissakin Vanttilan venymäliuskoissa mitattu venymä on pienentynyt pengerkorkeuden kasvaessa (?). Ilmiön tarkempi mallintaminen vaatisi todennäköisesti 3D FEM-mallinnusta.



Kuva 8.1. Vahvisteen jännitys pengerkorkeuden funktiona (Quigley & Naughton 2007, s. 11).

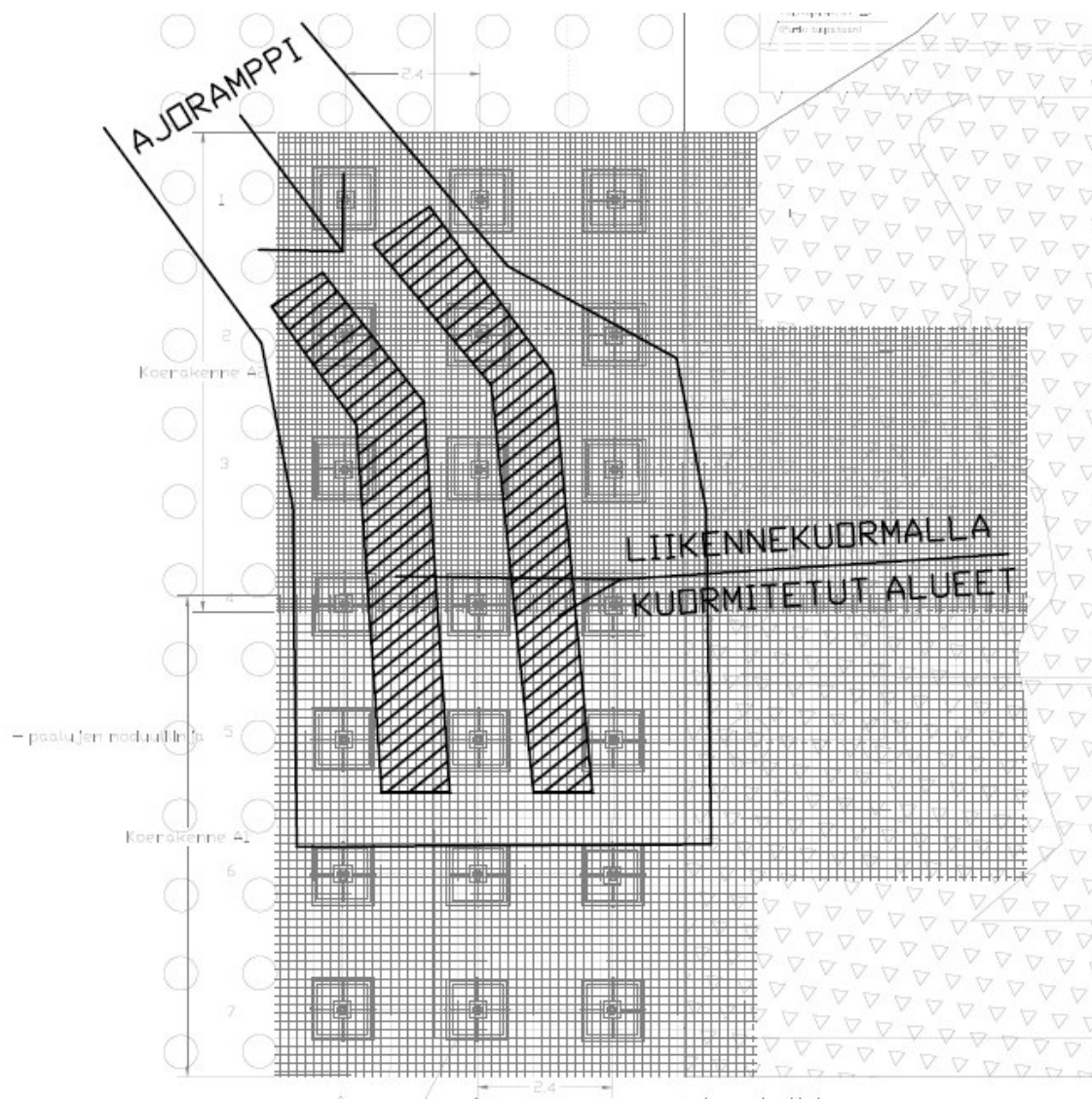
Pengerkorkeuden lisäys koerakenteen B keskellä käänsi aluksi palkkeja. Palkkien kääntymisen ei pitäisi vaikuttaa tulokuvaajiin sillä palkit käännettiin takaisin alkuperäiseen asemaansa, teräsverkot kiristyivät ja venymät kasvoivat.

Painumat ovat muutamia kymmeniä millimetrejä maksimissaan, mikä on melko odotettu painuma näin suurella kuormituksella. Muutamassa kohdassa painuma on odotetusta poikkeava, jolloin letkun päälle on mahdollisesti osunut suuri pistekuormitus esim. kuorma-auton rengas. Mahdollisesti A-rakenteiden paaluhatuissa on myös tapahtunut kallistumista, mikä myös saattaa näkyä painumatuloksissa.

8.2 Jännitykset ja muodonmuutokset pistekuormilla

Koerakennetta A kuormitettiin kuorma-autolla (20 tn) ja kaivinkoneella (24 tn) taulukossa 7.1 ja 7.2 näkyvillä ajanhetkillä. Koerakennetta B ei kuormitettu liikennekuormala ylipengerryksen aikana. Kuvassa 8.1 on esitetty liikennekuorman ajoreitti ja sijainti koerakenteen A1 ja A2 päällä.

Kun tarkastellaan venymäliuskojen 7-42 ja 45-46 venymiä ajanhetkillä jolloin liikennekuormitus on vaikuttanut liuskoihin, huomataan, että venymät ovat kasvaneet, mutta eivät merkittävästi.



Kuva 8.1. Vanttilan koerakenne A1 ja A2. Liikennekuormalla kuormitetut alueet.

Liikennekuorma on vaikuttanut painumaletkuihin 1-4. Painumaletkut 1 ja 2 ovat suurimmalta osin pituudestaan olleet liikennekuorman vaikutuksen alaisena. Painumaletkut 3 ja 4 ovat olleet vain pieneltä osin liikennekuorman vaikutuksen alaisena. Painumat eivät kasva merkittävästi vaikka letkut ovat liikennekuorman vaikutuksen alaisena.

8.3 Vertailu suunnitteluvaiheen laskelmiin ja FEM-mallinnukseen

Kun mitattuja venymäliuskojen tuloksia verrataan luvussa 4.2.5 esitettyihin LUSAS-laskelmiin, niin voidaan niiden arvioida olevan n. kymmenysosan lasketuista.

LUSAS-laskelmien keskimääräinen reunavenymä on n. 0,6 % ja venymäliuskoista saatu maksimivenymä on n. 0,13 %. Tulosten eroavuuksien syitä ovat mm:

- LUSAS-laskennassa ei ole pengertä mallinnettu maa-aineksena
- Laskentaohjelmassa on käytetty varmuuskertoimia.
- LUSAS-laskennassa liikennekuormitus on mukana mitoituksessa, mutta koerakenteissa ei voida olla täysin varmoja, että venymäliuska on saanut täyden kuormituksen osalleen.
- Paaluhattujen ja teräsverkkokentän aukikaivussa havaittiin, että kahden paaluhattun välillä oleva (josta verkko pääsee taipumaan eniten) teräsverkkokentän keskustan pieni osa (n. 10 cm x 10 cm) oli taipunut alapuolista savikerrosta vasten. Tämän takia voidaan olettaa, että maa on ottanut pienen osan kuormituksesta vastaan.

Kun verrataan teräsverkkojen LUSAS-taipumatuloksia aukikaivettuihin verkkoihin, niin huomataan, että LUSAS-laskennoissa saatu maksimitaipuma 95 mm alaspäin on samaa suuruusluokkaa.

Plaxis-laskelmalla saadut siirtymät alaspäin ovat huomattavasti pienempiä kuin 100 mm, koska siinä on huomioitu maan vaikutus teräsverkon taipumiseen (maa ottaa osan kuormasta vastaan). Plaxis-laskelman suurimmat siirtymät alaspäin ovat 16 mm 2,5 metrin pengerkorkeudella.

Paaluhatun STAAD-laskelmat näyttivät, että paaluhatun osiin kohdistuu suuri jännitys ja rakenteiden pitää olla vahvuudeltaan niiden mukaisia. Paaluhattujen aukikaivussa paljastui, että paaluhatun osat eivät olleet kokeneet merkittäviä muodonmuutoksia. Paaluhatun osien dimensiot olivat tässä tapauksessa varman päälle valittuja ja tulevilla rakenteilla lienee optimointivaraa.

9. Rakenteen kehittämisajatukset

9.1 Rakenneratkaisut

9.1.1 Verkkojen välinen liitos

Verkkojen välinen liitos on toimiva. Koerakentamisen aikana huomattiin, että joissakin ”putkiliitoksissa” putki oli hieman liian iso asennusvaiheessa ja harjateräukset pääsivät liukumaan putkesta ulos. Sopiva koko putken sisähalkaisijalle saadaan kaavalla 9.1

$$d_i = (n + 2) \cdot \phi + v \quad (9.1)$$

, missä

d_i on putken sisähalkaisija,

n harjaterästen kpl määrä, jotka kulkevat putken sisällä (pois luettuna liitoksen harjateräukset 2 kpl),

ϕ yhden harjateräksen halkaisija tai harjaterästen välissä olevan tyhjätilan halkaisija limitetyllä verkolla ja

v 5 mm välys, joka vaaditaan liitoksen asentamisen helpottamiseksi, jotta harjateräukset mahtuvat sujuvasti putkeen.

Putken seinämäpaksuutta voi myös optimoida tulevilla rakenteilla.

9.1.2 Koerakenne A

Koerakenteen A verkkojen asentamisen suurimmaksi hankaluudeksi muodostui koerakenteen A2 teräsverkkojen tiheä silmäkoko, joka oli 100 mm x 100 mm. Näin tiheä silmäkoko hankaloitti työtekniikkaa ja työsaavutus oli heikompi kuin koerakenteessa A1, vaikka kyseessä oli muuten samanlainen rakenne. Koerakenteen A1 verkkojen silmäkoko 150 mm x 150 mm oli työteknisesti sopiva.

Käytetty asennusjärjestys havaittiin toimivaksi. Verkot asennettiin aluksi maata vasten, myöhemmin nostettiin työkoneella ilmaan ja kiristettiin paaluhattuja kruunujen varaan. Asennusjärjestyksen muuttaminen on järkevää vain, jos rakenne muuttuu.

Teräsverkkoja leikattiin paljon työmaalla. Tulevaisuudessa voi harkita kannattaisiko kaikki leikkaaminen tehdä tehtaalla. Toisaalta, jos paalujen asennustoleranssi on liian suuri ja verkkoja on valmiiksi leikattu liikaa, niin ne ovat käyttökelvottomia kyseiseen käyttötarkoitukseen. Mikäli verkot leikattaisiin tehtaalla, olisi rakenteesta hyvä olla lisää kokemusta.

9.1.3 Koerakenne B

Koerakenteen B suurimmaksi haasteeksi muodostuivat betonipalkit, jotka lähtivät epäkeskeisen kuormituksen takia kääntymään. Koerakenteen B uloimpiin palkkeihin on tulevaisuudessa kehitettävä ”kiinnike”, joka estää palkkien kääntymisen. Kiinnityksen vaihtoehtoja on pohdittu luvussa 3.5.8.

Betonipalkit olivat dimensioiltaan suuria. Vanttilan koerakenteen mitoitus oli tehty varman päälle ja palkkien dimensioita voisi pienentää.

Kun verkkoja rakennetaan tulevaisuudessa maata vasten, niin tämä muuttaa myös muotirakennetta, kun verkot ovat 10 cm alempana, jolloin verkkojen taivutusta tai muotteja on syytä kehittää.

9.1.4 Rakenteiden liittyminen toisiin rakenteisiin

Koerakenteessa A reunimmaisat verkot puolitettiin siten, että paalut eivät olisi liian pitkällä viereen tulevasta pilaristabilointikentästä. Lisäksi Tensar-verkko ja suodatinkangas vedetään yhden pilarivälin yli, jotta ne voisivat toimia siirtymärakenteena. Massanvaihdon vieressä verkot jätettiin vähintään 1 metrin matkalle massanvaihdon päälle ja päälle

tuleva pengeri ankkuroi verkon reunan kuormallaan. Koerakenteessa B toimittiin samalla tavalla reunoilla massanvaihdon ja pilaristabiloinnin suhteen kuin koerakenteessa A.

9.1.5 Paaluhatut ja vetoteräksiset

Koerakenteen A U-liitoksellinen paaluhattu oli seuraava kehitysskaskel paaluhatun prototyypistä. Tulevissa rakenteissa kehitystyö voisi jatkua helpottamalla tämän paaluhatun työtekniikkaa. Nykyiset liitokset ovat mutterikiinnityksiä. Niiden tilalle voisi kehittää yksinkertaisemman liitoksen, jossa liitos on kiinni vetoteräksessä valmiina. Vetoteräs voisi yläpäästään olla leveämpi, jolloin se kiinnittyy hahloon itsestään ilman muttereita. Tällöin menetetään kuitenkin portaaton säätövara, joka on hyvä ominaisuus mutterikiinnityksessä kierretankoon. Mahdollisesti säätö olisi toteutettavissa asennuslevyillä?

Alapäästään liitos voisi olla jokin muu liitos, jos se on tarpeeksi vahva, taloudellinen ja helppo asentaa. Lisäksi paaluhatun osia olisi hyvä vähentää ja dimensioita keventää.

9.2 Toteutusmuodot

Kopler-menetelmän tuotepaketin laajuus voi vaihdella esim. seuraavasti:

1. Pelkkä materiaalitoimitus
2. Materiaalitoimitus + neuvontapalvelu + paikan päällä ohjaus
3. Kokonaistoimitus eli materiaali + asennus

Mikäli toimitetaan pelkästään materiaalit, on menetelmää käyttävien osattava rakenteen kokoaminen ja soveltuvuusalue. Tällöin myös ohjeistuksen on oltava erittäin yksityiskohtaista. Kokonaistoimituksessa rakenteen kokoamisesta ja rakentamisesta huolehtii Tammetin kanssa yhteistyössä toimiva urakoitsija, joka on harjaantunut rakenteen koamiseen. Jatkossa tämä edellyttäisi useampaa yhteistyöurakoitsijaa, jotta alueellinen kattavuus olisi riittävä.

Mahdollinen koerakenne antaa Tammet Oy:lle myös tietoa mikä voisi olla tuotepaketin sisältö. Asennuksen tehokkuuden kannalta parasta olisi, jos samat kouliintuneet miehet tekisivät aina asennuksen. Tämä ei kuitenkaan ole käytännössä mahdollista. Mielekkäämpää on kehittää rakenne ja ohjeistus sille tasolle, että asentamisen pystyy tekemään vähemmälläkin kouliintuneisuudella (vrt. esim. työmaatelineet, Rautaruukin tuulettuvat teräspäruustukset, tms. työmaalla koottavat rakenteet). Pelkän materiaalin toimitus voi muodostua parhaimmaksi ratkaisuksi, jos asennusohjeet ovat tarpeeksi yksiselitteisiä. Toisaalta ongelmien yllättäessä asennusvaiheessa, aiempi kokemus auttaa ongelman ratkaisussa.

Vastuu rakenteen toimivuudesta luonnollisesti kasvaa - mitä kattavampi tuotepaketti on sitä suurempi vastuu on. Toisaalta myös mahdollisuudet vaikuttaa rakenteen rakentamisen laatuun ja tuotekehitykseen sekä siihen, että rakenne tehdään oikein tuotteelle soveltuviin olosuhteisiin, ovat paremmat laajemmalla tuotepaketilla.

9.3 Kustannukset

Menetelmän kustannusoptimoiminen voisi jakaa kolmeen osaan:

1. Rakenteen mekaaninen kehittäminen (suunnittelu ja teoria)
 - Rakenteen mekaanisen toimivuuden kehittäminen
 - Materiaalimenekin (=teräksen määrän) optimointi
 - Mitoituksen kehitys, yleisen ohjeen tekeminen
2. Empiirinen kehitys (kokemukset)
 - Koerakenteet ja niistä saatu tieto
 - Yhteistyökumppanit
 - Tuotantotekniikan kehitys

3. Menetelmän edellytysten kehitys (markkinapotentiaalin mahdollistaminen)

- Taloudellinen panostaminen
- Markkinointi
- Asiakkaiden saanti, löytäminen ja säilyttäminen

Kaikissa näissä kohdissa on optimoimistarvetta ja rakennetta ei voi vielä pitää täysin valmiina. Suurempi markkinapotentiaali aukeaa vasta sitten, kun rakenne on saanut yleisen hyväksynnän rakennuslalla. Tämä vaatii aktiivista markkinointia ja panostamista, jotta urakoitsijat ja rakennuttajat saavat menetelmästä enemmän kokemuksia.

Mikäli koerakentamisen perusteella tuotteen tekniset ja taloudelliset mahdollisuudet nähdään lupaaviksi, on mahdollisesti seuraavana vaiheena menetelmän ”pilotointi” pienhköissä ei-riskialtiissa kohteissa kokemusten kartuttamiseksi, tuotteen optimoimiseksi ja oikean palvelukonseptin löytämiseksi. Onnistuneen ”pilotointivaiheen” jälkeen on vuorossa menetelmän soveltaminen vaativammassa ja laajemmissa kohteissa.

10. Yhteenveto

Painuvat pihat, kentät, varastoalueet, yms. ovat Suomessa kansantaloudellinen ongelma. Maapohjan painuminen aiheuttaa merkittävästi käyttö- ja korjauskustannuksia. Hyvin tehdyt pintarakenteet menevät lähes aina pilalle, jos pohjamaa painuu. Uusien pohjarakennusmenetelmien kehittämiseksi on tarvetta. Pinta-alaltaan suurien pihojen pohjanvahvistaminen on suhteellisen kallista, joten pihojen pohjarakentamiseen kiinnitetään lähitulevaisuudessa etenevästi huomiota.

Vanttilan koerakenteen kokemusten perusteella paalutetulla teräsverkkopenkereellä on mahdollisuuksia pohjanvahvistusmenetelmänä. Instrumentointitulokset osoittivat, että rakenteen optimointi on vielä kesken. Koerakenteen teräsosat vaikuttivat paikoin yliimitoitutulta. Rakenteen optimointi tapahtuu kokemusten lisääntyessä ja tämä lisää myös tuotteen taloudellista kilpailukykyä.

Rakenteessa on vielä useita kehitystarpeita ja avoimia kohtia. Niitä ovat mm:

- paaluhatus teräksen mahdollinen väsyminen dynaamisen/syklisen kuorman aiheuttamana teräksen ja betonin rajapinnassa,
- reuna-alueiden vaikutus paaluun ja paalun mahdolliseen nurjahdukseen,
- putkien ja kaivojen asentaminen teräsverkotetulle alueelle,
- rakenteen liittyminen muihin rakenteisiin,
- rakenteiden optimoiminen tuotantotekniikan, asennuksen, korroosion ja kustannusten kannalta,
- Vanttilan koerakenteiden FEM-analysointi (3D) rakenteen käyttäytymisen tarkemmin analysoimiseksi ja rakenteen jatkossa optimoimiseksi,
- mitoitusohjeet ja
- rakennusohjeet

Tuote on testattava ja ohjeistettava kunnolla ennen kuin se viedään laajemmin kotimaan ja ulkomaiden markkinoille. Tuote on vielä koerakennusvaiheessa.

Kirjallisuusluettelo

Aalto, A., Slunga, E., Tanska, H., Forsman, J. & Lahtinen, P. 1998. Synteettiset geovahvisteet. Suunnittelu ja rakentaminen. Helsinki, Rakennustieto Oy. 138 s.

Autere, T. 2007. Koerakenteiden A1 ja A2 paaluhatun yläpään mitoitus (sähköpostikeskustelu).

Betoniyhdistys. 2005. Betoninormit 2004 (BY 50). Helsinki, Betoniyhdistys. 218 s.

Haapalainen, S. 2006. Teräksisten geovahvisteiden suunnittelu. Opinnäytetyö. Turku, Turun AMK, Rakennustekniikka. 72 s.

Kalliainen A., Kolisoja, P & Sahi, K. 2007. Instrumentointitulokset (sähköpostikeskustelu).

Kujala, J. 2005. Paalulaattarakenteiden suunnittelu, Tiehallinnon selvityksiä 25/2005. Helsinki, Tiehallinto. 141 s.

Pylkkänen, J. & Forsman, J. 2006. Kopler-menetelmä, Paalupenkereen kannatus teräsverkoilla, Yhteenveto Plaxis-laskentojen tuloksista. Tammet Oy, Ramboll Finland Oy. 17 s.

Quigley, P. & Naughton, P.J. 2007. Design of Piled Embankments, paper 2.3. Dublin, Engineers Ireland. 12 s.

Ramboll Finland Oy 2006. Riskienhallintaraportti, Kopler-projekti. Espoo. 19 s.

Rautakorpi, H. 2006. Paalupenkereen kannatus teräsverkoilla, Yhteenveto tietokonelaskentojen tuloksista. Espoo. Tammet Oy, Ramboll Finland Oy. 16 s.

Rautaruukki Oyj. 2002. RR-paalutusohje. Hämeenlinna, Rautaruukki Oyj. 23 s.

- RIL. 1986. RIL 166 Pohjarakenteet. Helsinki, Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL r.y. 597 s.
- RIL. 2005. RIL 223 Lyöntipaalausohje LPO-2005. Teräsbetoni- ja puupaalut. Helsinki, Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL r.y. 134 s.
- Röman, M. 2007. Kopler-koerakenteen konepajakuvat, laadittu keväällä 2007 useassa eri vaiheessa. Tammet Oy.
- Tiehallinto. 2001a. Paalulaattojen ja paaluhattujen rakenteiden suunnitteluohje. Helsinki, Tiehallinto. 46 s.
- Tiehallinto 2001b. Teiden pohjarakenteiden suunnitteluperusteet. Helsinki, Tiehallinto. 61 s.
- Tiehallinto. 2003. Tien perustamistavan valinta. Helsinki, Tiehallinto. 51 s.
- Tielaitos. 1999. Siltojen kuormat. Helsinki, Tiehallinto. 31 s.
- Törnqvist, J. 2004. Teräspalkkipaalujen korroosio. Mitoitus empiiriseen aineistoon pohjautuen. Espoo, VTT Rakennus- ja yhdyskuntatekniikka. 42 s.

Liitteet

Liite 1	Vanttilan koerakenteen työselostus ja paaluhattujen kokoamisohje, InfraRYL 2006.
Liite 2	S1-Yleispiirustus
Liite 3	S2-Asemapiirustus
Liite 4	S11-Verkkodetalji, koerakenne A1 ja A2
Liite 5	S12/1-Verkkodetalji, koerakenne B
Liite 6	S12/2-Verkkodetalji, koerakenne B
Liite 7	S13-Neljän verkon yhdistymisdetalji
Liite 8	S17-Paaluhattu 1, koerakenne A1
Liite 9	S18 ja S19 – Paaluhattu 2, koerakenne A1 ja A2
Liite 10	Teräsrakenneosien määräluettelo, 23.5.2007 (ei paaluja tai verkkoja)
Liite 11	M1-Instrumentointisuunnitelma
Liite 12	Instrumentointityöselitys

Rakennusselitys 12.4.2007



Tammet Oy
 Paalutettu Kopler-teräsverkkopenger, koerakenne
 Espoo, Vantinlaaksontie 30

Ramboll Finland Oy

PL 3, Piispanmäentie 5
 02241 Espoo
 Puhelin 020 755 611
 Fax 020 755 6206
 www.ramboll.fi

MAA- JA POHJARAKENNUS, RAKENNUSSELITYS

Päivämäärä 12.4.2007
 Viite 82112811-03

revisio	sisältö	pvm.	tekijä
C			
B			
A			
-	Hankintapäätöstä varten	12.4.2007	

PAALUTETTU KOPLER-TERÄSVERKKOPENGER

2

<u>SISÄLLYSLUETTELO</u>	<u>SIVU</u>
10000 MAA-, POHJA- JA KALLIORAKENTEET	3
11000 OLEVAT RAKENTEET JA RAKENNUSOSAT	3
11100 Poistettava, siirrettävä ja suojattava kasvillisuus	3
11111 Poistettava kasvillisuus	3
11111.3 Kasvillisuuden poistaminen	3
11113 Suojattava kasvillisuus ja luontoalueet	3
11113.3 Kasvillisuuden ja luontoalueiden suojaaminen	3
11400 Poistettavat ja siirrettävät maa- ja pengerrakenteet	3
11410 Poistettavat pintamaat	3
11410.3 Pintamaiden poistaminen	3
13000 PERUSTUSRAKENTEET	4
13200 Paaluperustukset	5
13212 Teräspaalut	5
13212.1 Teräspaalujen materiaalit	5
13212.3 Teräspaalujen asentaminen	5
13212.4 Valmis teräspaalutus	5
13212.5 Teräspaalutuksen kelpoisuuden osoittaminen	6
13212.6 Teräspaalutuksen ympäristövaikutukset	6
14100 Vahvistetut maarakenteet	6
14131 Pilaristabiloidut rakenteet	6
14151 Verkolla lujitetut maarakenteet	6
14151.1 Verkolla lujitettujen rakenteiden materiaalit	6
14151.1.1 Teräsverkot	6
14151.1.2 Muoviverkot	6
14151.2 Verkolla lujitettujen rakenteiden alusta	6
14151.3 Verkolla lujitettujen rakenteiden tekeminen	7
14151.3.1 Teräsverkot	7
14151.3.2 Muoviverkot	7
14151.4 Valmis verkolla lujitettu rakenne	7
14151.5 Verkolla lujitettujen rakenteiden kelpoisuuden osoittaminen	8
16100 Maaleikkaukset	8
16110 Maaleikkaukset, erittelemätön	8
16110.2 Maaleikkauksen alusta	8
16110.3 Maaleikkauksen tekeminen	8
16110.4 Valmis maaleikkaus	8
16210 Putki- ja johtokaivannot	8
16210.3 Putki- ja johtokaivantojen tekeminen	8
18100 Penkereet	9
18110 Maapenkereet	9
18110.1 Maapenkereen materiaalit	9
18110.1.1 Maapenkereen materiaalit, yleistä	9
18110.2 Maapenkereen alusta	9
18110.2.1 Maapenkereen alusta, yleistä	9
18110.3 Maapenkereen tekeminen	9
18110.3.1 Maapenkereen tekeminen, yleistä	9
18110.3.1.1 Kerrospengerryksen tekeminen	9
18110.4 Valmis maapenger	10
18110.4.1 Valmis maapenger, yleistä	10
18110.5 Maapenkereen kelpoisuuden osoittaminen	10
18110.5.1 Maapenkereen kelpoisuuden osoittaminen, yleistä	10
18110.6 Maapenkereen tekemisen ympäristövaatimukset	10

10000 MAA, - POHJA- JA KALLIORAKENTEET

11000 OLEVAT RAKENTEET JA RAKENNUSOSAT

11100 Poistettava, siirrettävä ja suojattava kasvillisuus

11111 Poistettava kasvillisuus

11111.3 Kasvillisuuden poistaminen

Rakennusalueella on kahdeksan (8) kpl hyötypuuta, jotka poistetaan. Lisäksi rakennusalueella on satunnainen määrä jätepuuta, jotka poistetaan. Ennen hyötypuiden poistamista suoritetaan katselmus puista vastaavan arkkitehdin kanssa (MA-Arkkitehdit). Puiden vienti pois tontilta sovitaan erikseen Espoon kaupungin kanssa.

11113 Suojattava kasvillisuus ja luontoalueet

11113.3 Kasvillisuuden ja luontoalueiden suojaaminen

Suojattavia puita ei tiedetä olevan rakennusalueella. Mahdollisesti suojattavat puut sovitaan katselmuksessa puista vastaavan arkkitehdin kanssa. Suojeltavien puiden juuristolla ei saa liikkua raskailla ajoneuvoilla eikä suojeltavien puiden aluetta saa käyttää varastokenttänä.

11400 Poistettavat ja siirrettävät maa- ja pengerrakenteet

11410 Poistettavat pintamaat

11410.3 Pintamaiden poistaminen

Kannot, mättäät, turve ja humusmaa poistetaan. Osittain tai kokonaan maanpinnan yläpuolelle ulottuvat < 1,0m³:n lohkat poistetaan. Pintamaan poistossa noudatetaan ohjeellisenä poistosyvyytenä 0,3 metriä maanpinnan tasosta. Pintamaan poiston jälkeen maanpinta tasataan. Poistetut pintamaat välivarastoidaan tontille.

Koerakenteiden A1 ja A2 perustusrakenteiden työjärjestys on seuraava:

1. paalutus ja paalujen katkaisu
2. maaleikkaus ja massanvaihto
3. työalustan asennus leikatulle savipohjalle
4. paaluhattujen alaosan asennus paalujen ympärille
5. teräsverkkojen asennus paaluhattujen päälle
6. paaluhattujen yläpäiden asennus
7. paaluhattujen vetotankojen asennus
8. teräsverkkojen toisiinsa kiinnitys
9. paaluhattujen säätö vaakasuoraan ja väliaikaisten asennustukien poisto
10. muoviverkon asennus teräsverkon päälle
11. murskekerroksen vaiheittain ja kerroksittain levittäminen verkkojen päälle
12. murskekerroksen tasoitus ja tiivistys

Koerakenteen B perustusrakenteiden työjärjestys on seuraava:

1. paalutus ja paalujen katkaisu
2. maaleikkaus ja massanvaihto
3. työalustan asennus leikatulle savipohjalle
4. teräspaalujen paaluhattujen asennus paalun päähän
5. palkkimuotin (=paaluhattujen) alustan tasoitus
6. palkkimuotin asennus tasatulle alustalle
7. alempien raudoiteterästen asennus palkkimuottiin
8. tukiverkon asennus palkkimuotin yläosaan
9. kentän verkkojen asennus
10. ylempiä raudoiteterästen asennus palkkimuottiin
11. palkkimuotin "ylähakasten" asennus
12. lautojen asennus valumuotiksi palkkimuotin yläosaan
13. palkkien betonivalu
14. muoviverkon asennus teräsverkon päälle
15. murskekerroksen vaiheittain ja kerroksittain levittäminen verkkojen päälle
16. murskekerroksen tasoitus ja tiivistys

Työjärjestys on ohjeellinen ja siitä on harkitusti ja perustellusti mahdollista poiketa.

Instrumentointi tapahtuu edelle esitettyjen työvaiheiden välissä ja samanaikaisesti:

- a. kaapeleiden asennusputkien asennus massanvaihtoalueelle
- b. venymäliuskoilla varustettujen teräsverkkojen asennus ja niiden kaapeleiden johtaminen mittausasemalle
- c. painumaletkujen asennus teräsverkkojen päälle ja letkujen kiinnitys verkkoihin
- d. alkumittaukset paaluhattujen säätämisen jälkeen
- e. mittaukset murskekerroksen rakentamisen aikana ja jälkeen

- f. murskekerroksen pinnan mittaus ennen koekuormitusta ajoneuvolla
- g. koekuormitukset ylipenkereellä + mittaukset
- h. koekuormitukset ajoneuvolla + mittaukset
- i. ylipenkereen purku + mittaukset
- j. valittujen paaluhattujen esiin kaivu ja valokuvaus
- k. mahdolliset jälkimittaukset myöhemmin

13200 Paaluperustukset

13212 Teräspaalut

13212.1 Teräspaalujen materiaalit

Paalutuksessa käytetään teräspalkkipaaluja. Käytettävä paalutyyppi on RR140/8. Putken halkaisija on 140 mm ja paksuus 8 mm. Yksittäisen teräspalkkipaalin sallittu kantavuus käyttörajatilassa nurjahduksen suhteen on 360 kN.

13212.3 Teräspaalujen asentaminen

Paalujen lyönti suoritetaan urakoitsijan työsuunnitelman mukaisesti. Urakoitsija pitää paalutuksesta pöytäkirjaa. Paalutus pyritään suorittamaan kuivakuorikerroksen päältä ylhäisen pohjaveden tason takia. Paalutus suunnitellaan ja paalutuksessa noudatetaan Lyöntipaalutusohjeiden (LPO-2005) määräyksiä.

Paalut mitataan paikalleen, ja merkataan maastoon 10 mm tarkkuudella. Jokaisen paalun kunto tarkistetaan ennen asennusta, kelvottomat paalut hylätään ja toimitetaan pois työmaalta. Paalujen arvioitu tunkeutumissyvyys vaihtelee välillä 1,5...7 m. Paalujen loppulyöntiehdot määritetään PDA- mittauksen perusteella tai noudattaen LPO-2005 annettuja loppulyöntiarvoja (PL II).

Paaluvälit on esitetty kuvassa S3. Teräspalkkipaalujen päät suljetaan asennuksen jälkeen. Paalut katkaistaan suunnitelma-asiakirjojen mukaiselta tasolta ja ennen katkaisua urakoitsija ottaa yhteyttä suunnittelijaan. Katkaisun suoruuspoikkeama on 1:50 paalun akselin kohtisuoruuteen nähden, ellei suunnitelma-asiakirjoissa toisin mainita. Teräspalkkipaalujen päät suljetaan katkaisun jälkeen. Jos paalujen vaakasiirtymät ylittävät vaatimukselliset raja-arvot, paalutustyö keskeytetään ja otetaan yhteyttä suunnittelijaan.

13212.4 Valmis teräspaalutus

Yksittäinen paalu ja paaluhatturakenne saa poiketa katkaisutasossaan teoreettisesta sijainnistaan enintään 50 mm.

Paalujen suurin sallittu kaltevuuspoikkeama yksittäisessä paalussa on ± 40 mm/m (± 4 %). Pienin asennetun paalun pituus on 1,5 m katkaistun paalun yläpäästä.

6

13212.5 Teräspaaluksen kelpoisuuden osoittaminen

Paalutustyöstä laaditaan toteutumapiirustus, sekä paalutuspöytä-kirja. Nämä sisällytetään kelpoisuusasiakirjaan, jossa todetaan, että paalutustyö vastaa suunnitelmaa.

13212.6 Teräspaaluksen ympäristövaikutukset

Ennen paalutustyötä laaditaan riskianalyysi, jossa selvitetään tärinästä aiheutuvat häiriöt ja ympäristöhaitat. Paalutustyöstä aiheutuvat häiriöt ja ympäristöhaitat pidetään mahdollisimman vähäisinä.

14100 Vahvistetut maarakenteet

14131 Pilaristabiloidut rakenteet

Alueella mahdollisesti suoritettava pilaristabilointi suoritetaan Espoon kaupungin suunnitelman mukaisesti myöhemmin.

14151 Verkolla lujitetut maarakenteet

14151.1 Verkolla lujitettujen rakenteiden materiaalit

14151.1.1 Teräsverkot

Rakenteessa käytetään suunnitelman mukaisia Tammet Oy:n toimittamia teräsverkkoja.

Teräsverkot instrumentoidaan TTY:n tiloissa Tampereella ja toimitetaan sieltä työmaalle tilaajan toimesta. Mikäli instrumentoituja verkkoja välivarastoidaan työmaalla, on varastointi tehtävä erityisellä huolellisuudella. Välivarastoinnin ja asennuksen aikana on instrumentointia varottava ja pyrittävä pitämään peitettynä siten, etteivät instrumentoinnit herätä ilkeiden tekijöiden huomiota.

14151.1.2 Muoviverkot

Suunnitelmien mukaisesti käytettävän muoviverkon silmäkoon tulee olla 25...40 mm ja ominaisvetolujuuden vähintään 20 kN/m molempiin suuntiin (esim. Tensar SS20 tai vastaavaa).

14151.2 Verkolla lujitettujen rakenteiden alusta

Teräsverkko kiinnitetään paaluhattuihin vetoteräksillä. Asennettaessa verkon alle jää 100 mm tyhjättilä savikerroksen tai massanvaihdon yläpinnan yläpuolelle. Kaivanto kuivatetaan tarvittaessa pumppaamalla. Kohdan 11410.3 mukaiset työt tulee olla tehtynä ennen teräsverkkojen levitystä.

14151.3 Verkolla lujitettujen rakenteiden tekeminen

14151.3.1 Teräsverkot

Koerakenteissa A1 ja A2 käytettävät verkot on leikattu tehtaalla kokoon 2,65 m × 2,65 m. Ainakin osaa verkoista leikataan työmaalla. Koerakenteen B verkot on taivutettu tehtaalla suunnitelman mukaiseen muotoonsa. Tammet toimittaa teräsverkot ja paaluhatuissa käytettävät teräsosat työmaalle. Koerakenteissa A1 ja A2 testataan useampia versioita. Myös useampia verkkojen liitostyyppejä kokeillaan.

Koerakenteet A1 ja A2:

Teräsverkko asennetaan rakenteissa A1 ja A2 paaluhattujen päälle. Verkkoja ladottaessa limityksien poikkisuuntaiset teräkset lukkiutuvat toistensa taakse ja siirtävät näin vetojännitykset verkolta toiselle. Lisäksi asennetaan kaikkien verkkojen reunojen limityksiin mekaaniset kiinnikkeet. Kiinnikkeiden asentamisen jälkeen asennetaan paaluhatuun vetotangot. Vetotankojen mutterit kiristetään siten, että paaluhatu asetuvat vaakasuoraan. Tämä on erittäin tärkeää koerakenteen mittauksien ja mittaustulosten tulkinnan kannalta.

Koerakenteen A2 eteläosa:

Koerakenteen A2 eteläreunaan tulevat ympyräpaaluhatu simuloiivat "normaalia" rakennetta, jossa verkot ovat paaluhatuun päällä. Verkot limitetään suunnitelmien mukaisesti ja kiinnitetään toisiinsa ja paaluhattuun.

Koerakenne B:

Koerakenne B:n paaluhatu tehdään käyttäen Tammet Oy:n toimittamaa laminoitua muottia. Muotin alaosan asennetaan palkin alateräkset. Tukiverkko asennetaan muotin yläosaan. Tukiverkon päälle asennetaan kentän taivutetut verkot, joiden päälle asennetaan muotin yläosaan palkin yläteräkset. Palkin yläosan hakojen asentamisen jälkeen asennetaan muottilaudat muotin yläosaan ja tehdään palkin betonivalu.

Koerakenteen A1 verkot asennetaan ennen koerakenteen A2 verkkoja. Koerakenteen B verkot asennetaan viimeisenä. Rakenteiden A2 ja B välille asennetaan verkot yhdistämään rakenteet. Koerakenteen A2 reunimmainen verkko kiinnitetään rakenteen B palkin päähän teräksillä, joiden toinen pää tulee palkin B betonivaluun.

14151.3.2 Muoviverkot

Muovinen verkko asennetaan teräsverkon päälle estämään maarakeiden valumista teräsverkon silmien läpi. Muoviverkot limitetään vähintään 0,2 m. Verkot sidotaan nippusiteillä kiinni teräsverkkoihin tarvittaessa.

14151.4 Valmis verkolla lujitettu rakenne

Lujiteverkot tulee olla asennettu oikein vekkotyyppeinsä mukaan, ja niiden sijainti tulee vastata suunnitelma-asiakirjoja.

14151.5 Verkolla lujitettujen rakenteiden kelpoisuuden osoittaminen

Kelpoisuusasiakirjaan tulee olla liitettynä materiaalitodistukset ja materiaalin valvontamittausten tulokset. Verkkojen sijainti tulee selvittää pituus- ja poikkileikkauksista, mikäli poikkeaa suunnitellusta.

16100 Maaleikkaukset

16110 Maaleikkaukset, erittelemätön

16110.2 Maaleikkauksen alusta

Pintamaan ja kasvillisuuden poisto on suoritettu ennen maaleikkausta.

16110.3 Maaleikkauksen tekeminen

Maaleikkauksen laajuus tehdään suunnitelmien mukaan ja se suoritetaan tasolle +9,30 asti. Leikkauspohjan päälle levitetään suodatinkangas KL 2 ja sen päälle n. 10 cm:n murskekerros. Maiden poiskuljetus sovitaan erikseen Espoon kaupungin kanssa. Massanvaihdon kaivanto tehdään suunnitelmien mukaan. Kaivanto kuivatetaan paaluhattujen ja verkkojen asentamisen ajaksi.

16110.4 Valmis maaleikkaus

Leikkaukset täyttävät muotoilun jälkeen suunnitelmien mukaiset mitat. Leikkauksen pohja ei ole miltään osin tason +9,4 yläpuolella eikä siinä ole vettä kerääviä painanteita. Kaivannon taitepisteiden sijainti ei saa poiketa suunnitellusta enempää kuin 200 mm.

16210 Putki- ja johtokaivannot

16210.3 Putki- ja johtokaivantojen tekeminen

Koerakenteiden A2 ja B väliin tehdään suunnitelmien mukaisesti kaivanto sadevesikaivolle. Koerakenteen B alle tehdään kaivanto ko. kaivon poistoputkelle suunnitelman mukaisesti.

Sadevesikaivon ja sadevesiviemärin alle asennetaan kestopuusta arina, jotka ripustetaan terästangoilla teräsverkkoon tai betonipalkkiin suunnitelmapiirustusten mukaisesti.

Sadevesikaivo on ritiläkantinen (normaali 25t + kehys) SVK 1 teleskooppiputkella, jonka sorapesän halkaisija on 700mm. Kaivon suunniteltu korkeus ritiläkannesta pohjaan on 1,53m.

Sadevesiviemäri on tyyppiä SV-110, jonka putken halkaisija on 110mm. Viemärin läntinen pää tulpataan ja liitetään myöhemmin viemäriverkostoon.

9

18100 Penkereet

18110 Maapenkereet

18110.1 Maapenkereen materiaalit

18110.1.1 Maapenkereen materiaalit, yleistä

Teräsverkon yläpuolisena pengermateriaalina käytetään mursketta 0/100. Kantavana kerroksena käytetään mursketta 0/32.

Ylipenger tehdään murskeella 0/100.

Murske ei saa sisältää lunta, jäätä, jäätyneitä maakokkareita eikä haitallisia määriä epäpuhtauksia.

18110.2 Maapenkereen alusta

18110.2.1 Maapenkereen alusta, yleistä

Teräsverkon päälle asennetaan muoviverkko varmistamaan, että maarakeet eivät valu verkon läpi.

18110.3 Maapenkereen tekeminen

18110.3.1 Maapenkereen tekeminen, yleistä

18110.3.1.1 Kerrospengerryksen tekeminen

Penger on suunniteltu tehtäväksi neljässä rakennusvaiheessa:

1. Ensimmäisessä vaiheessa tehdään 0,7 m penger teräs- ja muoviverkon päälle (lopullinen penger).
2. Toisessa vaiheessa tehdään 0,6 m ylipenger aiemman penkerein päälle (1. ylipenger)
3. Kolmannessa vaiheessa kasvatetaan ylipengertä 0,7 m (2. ylipenger).
4. Neljännessä vaiheessa puretaan ylipenger ja lopullinen penger palautetaan kohdan 18110.4.1 mukaiseksi.

Vaiheiden välissä suoritetaan instrumenttien mittaust. Rakennettavien ylipengerryksen vaiheiden paksuudet tarkistetaan mittaustulosten perusteella ennen uuden ylipengervaiheen aloittamista. Ylipengermateriaalit kasataan aumoille työmaalle Espoon kaupungin kanssa sovittavaan paikkaan.

Pengerrystyö etenee koerakennejärjestyksessä A1, A2 ja B. Koerakenteen B länsireunasta jätetään 1 m pengertämättä tulevan

pilaroinnin ja koerakenteen B välisen siirtymärakenteen kiinnityksen takia.

10

18110.4 Valmis maapenger

18110.4.1 Valmis maapenger, yleistä

Valmiin penkereen pinta tulee olla tasainen ja suunnitelma-asiakirjojen mukaisella tasolla. Suurin sallittu poikkeama on ± 100 mm. Ennen viimeisiä instrumenttien mittauksia, ylipenger tasataan tontille tasoon +10,2

18110.5 Maapenkereen kelpoisuuden osoittaminen

18110.5.1 Maapenkereen kelpoisuuden osoittaminen, yleistä

Ylipenkereen purkamisen jälkeen penkereen sijainti maastossa tarkistetaan mittaamalla poikkileikkauksen taitepisteet 5 m välein sekä taitepisteiden välit 1 m:n välein. Havainnot merkitään pöytäkirjaan, joka katselmuspöytäkirjojen, laadunvalvontaraportin sekä suorituspöytäkirjojen ohella liitetään kelpoisuusasiakirjaan.

18110.6 Maapenkereen tekemisen ympäristövaatimukset

Lähiympäristössä ei tiettävästi ole rakenteita jotka voisivat kärsiä pengerryksestä.

Ramboll Finland Oy



Juha Forsman

Petri Ihalainen

LIITTEET:

11

Liite 1: Koerakenteiden koerakenteiden A1 ja A2 paaluhattujen
kokoamisohje.

Paaluhattujen kokoamisohje

Tammet Oy
Paalutettu Kopler-teräsverkkopenger, koerakenne
Espoo, Vantinlaaksontie 30

Ramboll Finland Oy

PL 3, Piispanmäentie 5
02241 Espoo
Puhelin 020 755 611
Fax 020 755 6206
www.ramboll.fi

PAALUHATTUJEN KOKOAMISOHJE

Päivämäärä 14.5.2007
Viite 82112811-03

revisio	sisältö	pvm.	tekijä
C			
B			
A	Ohje tarkistettu, poistettu malli "suora vetotanko"	14.5.2007	P. Ihalainen
-	Esikopio	26.4.2007	

PAALUHATTUJEN KOKOAMISOHJE

<u>SISÄLLYSLUETTELO</u>	<u>SIVU</u>
1. Yleistä paaluhatuista	14
2. Valmistelevat työt	14
3. Paaluhattu 1 (koerakenne A1, S17)	14
4. Paaluhattu 2 (koerakenne A1 ja A2, S18 ja S19)	14
5. Paaluhattu 4 (koerakenne A2, S21)	15
6. Koerakenne B, betonoitu paaluhattupalkki (S8)	15

Selitteet:

Paaluhattu 1 = malli "proto"

Paaluhattu 2 = malli "U -lenkki"

PIIRUSTUKSET, JOTKA LIITTYVÄT TÄHÄN SELOSTUKSEEN:

S8: Paaluhattupiirustus, koerakenne B
S17: Paaluhattu 1, koerakenne A1
S18: Paaluhattu 2, koerakenne A1 ja A2 1/2
S19: Paaluhattu 2, koerakenne A1 ja A2 2/2
S21: Paaluhattu 4, koerakenne A2

1. Yleistä paaluhatuista

Paaluhattujen tarkoitus on johtaa kentältä verkoille tuleva penger- ja liikennekuorma paalujen varaan. Koerakenteiden A1 ja A2 paaluhatut toteutetaan piirustusten S17-S21 mukaan. Koerakenteen B paaluhatut toteutetaan piirustuksen S8 mukaan käyttäen laminoituja teräsverkkomuotteja. Paaluhatut toimitetaan osissa työmaalle ja kootaan siellä. Kokoamisessa on noudatettava erityistä varovaisuutta instrumentoitujen verkkojen ja vetoterästen takia. Jos osat välivarastoidaan, on pidettävä huolta, että ne eivät vaurioidu olosuhteiden takia.

Mikäli rakennetta koottaessa havaitaan kokoaminen näiden ohjeiden mukaisesti mahdottomaksi tai rakenteissa havaitaan selkeitä vaurioita, niistä ilmoitetaan välittömästi suunnittelijalle.

2. Valmistelevat työt

Ennen paaluhattujen asentamista tehdään seuraavat työvaiheet:

- Maaleikkaus ja massanvaihto
- Paalutus ja paalujen katkaisu
- Työalustan asennus leikatulle savipohjalle

3. Paaluhattu 1 (koerakenne A1, S17)

Paaluhattu on piirustuksen S17 mukainen. Paaluhattua tulee 1 kpl koerakenteeseen A1. Paaluhatun kokoamisessa noudatetaan seuraavaa ohjeellista työjärjestystä:

1. Asetetaan kehä paalun ympärille
2. Asennetaan teräsverkot kehän päälle ja verkkoja leikataan tarvittaessa, jos teräspaalu ei mahdu verkon silmästä läpi
3. Vetoterästen alapää kiinnitetään kehään muttereilla
4. Paalun yläpäähän asennetaan paaluhattu, jossa on reiät vetoterästen yläpäitä varten
5. Vetoterästen yläpää kiinnitetään paaluhattuun muttereilla siten, että kehän kannattelemat verkot tulevat vaakasuoraan 50...100 mm alapuolisen leikkauspinnan yläpuolelle
6. Lisätään mekaaniset kiinnikkeet mm. verkkojen reunojen välille

4. Paaluhattu 2 (koerakenne A1 ja A2, S18 ja S19)

Paaluhattu on piirustusten S18 ja S19 mukainen. Paaluhattua tulee 11 kpl koerakenteeseen A1 ja 9 kpl koerakenteeseen A2. Paaluhatun kokoamisessa noudatetaan seuraavaa ohjeellista työjärjestystä:

1. Erillinen teräsverkko ja siihen hitsattu kehä asennetaan ennen kenttäteräsverkon asentamista paalun ympärille siten, että paalun keskikohta läpäisee kehän keskikohdan
2. Asennetaan teräsverkot kehän päälle ja verkkoja leikataan tarvittaessa, jos teräspaalu ei mahdu verkon silmästä läpi
3. U-teräkset pujotetaan kaikkien verkkokerrosten ja kehän ympäri ja kiinnitetään yläpäästään muttereilla teräslevyihin kiinni
4. Hahloinen paaluhattu asennetaan kiinni paalun yläpäähän
5. Vetoteräs kiinnitetään alapäästään muttereilla kiinni U-terästen teräslevyyn
6. Vetoterästen yläpää kiinnitetään paaluhattuun muttereilla siten, että kehän kannattelemaat verkot tulevat vaakasuoraan 50...100 mm alapuolisen leikkauspinnan yläpuolelle
7. Lisätään mekaaniset kiinnikkeet mm. verkkojen reunojen välille

5. Paaluhattu 4 (koerakenne A2, S21)

Paaluhattu on piirustuksen S21 mukainen. Paaluhattua tulee 6 kpl koerakenteeseen A2. Paaluhatun kokoamisessa noudatetaan seuraavaa ohjeellista työjärjestystä:

1. Paalun päälle asennetaan putki johon on valmiiksi hitsattu tukikolmiot, lattateräkset ja kehäteräkset kiinni
2. Teräsverkot asennetaan kehien päälle
3. Lisätään mekaaniset kiinnikkeet mm. verkkojen reunojen välille

Kohtiin joissa ei ole paalua, asennetaan paaluhattu massanvaihdon päälle esim. betoniharkoilla tms. tuettuna.

6. Koerakenne B, betonoitu paaluhattupalkki (S8)

Paaluhattupalkki on piirustuksen S8 mukainen. Palkkeja tulee 3 kpl koerakenteeseen B. Jokaisen palkin alle tulee 4 kpl paalua. Paaluhatun ja muotin kokoamisessa noudatetaan seuraavaa ohjeellista työjärjestystä:

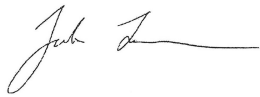
1. Teräspaalujen paaluhattujen asennus paalun päähän
2. Palkkimuotin (=paaluhatun) alustan tasaus
3. Palkkimuotin asennus tasatulle alustalle
4. Alempien raudoiteterästen asennus palkkimuottiin
5. Tukiverkon asennus palkkimuotin yläosaan
6. Kentän verkkojen asennus

Huom! Paaluhattu 4 toteutettiin betonisilla kaivonkansilla $d = 800$ mm

7. Ylempien raudoiteterästen asennus palkkimuottiin
8. Palkkimuotin "ylähakasten" asennus
9. Lautojen asennus valumuotiksi palkkimuotin yläosaan
10. Palkkien betonivalu

16

Ramboll Finland Oy



Juha Forsman



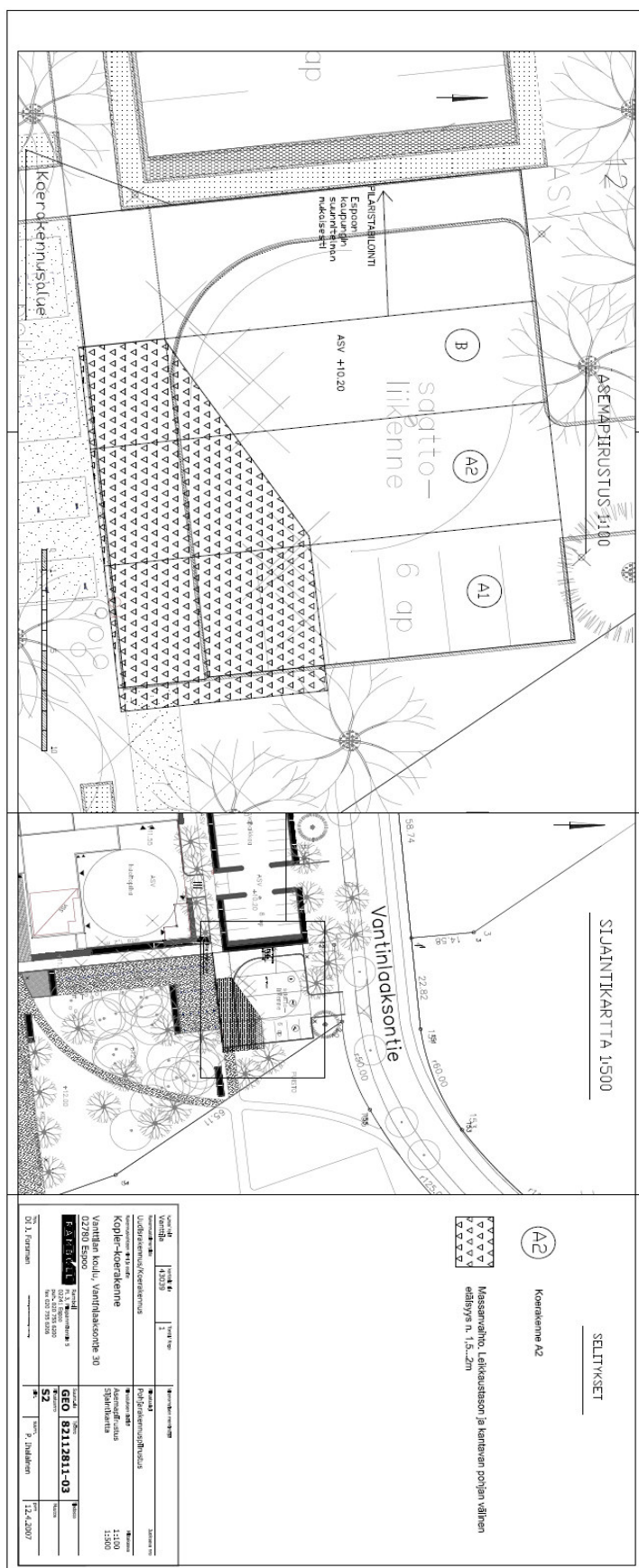
Petri Ihalainen

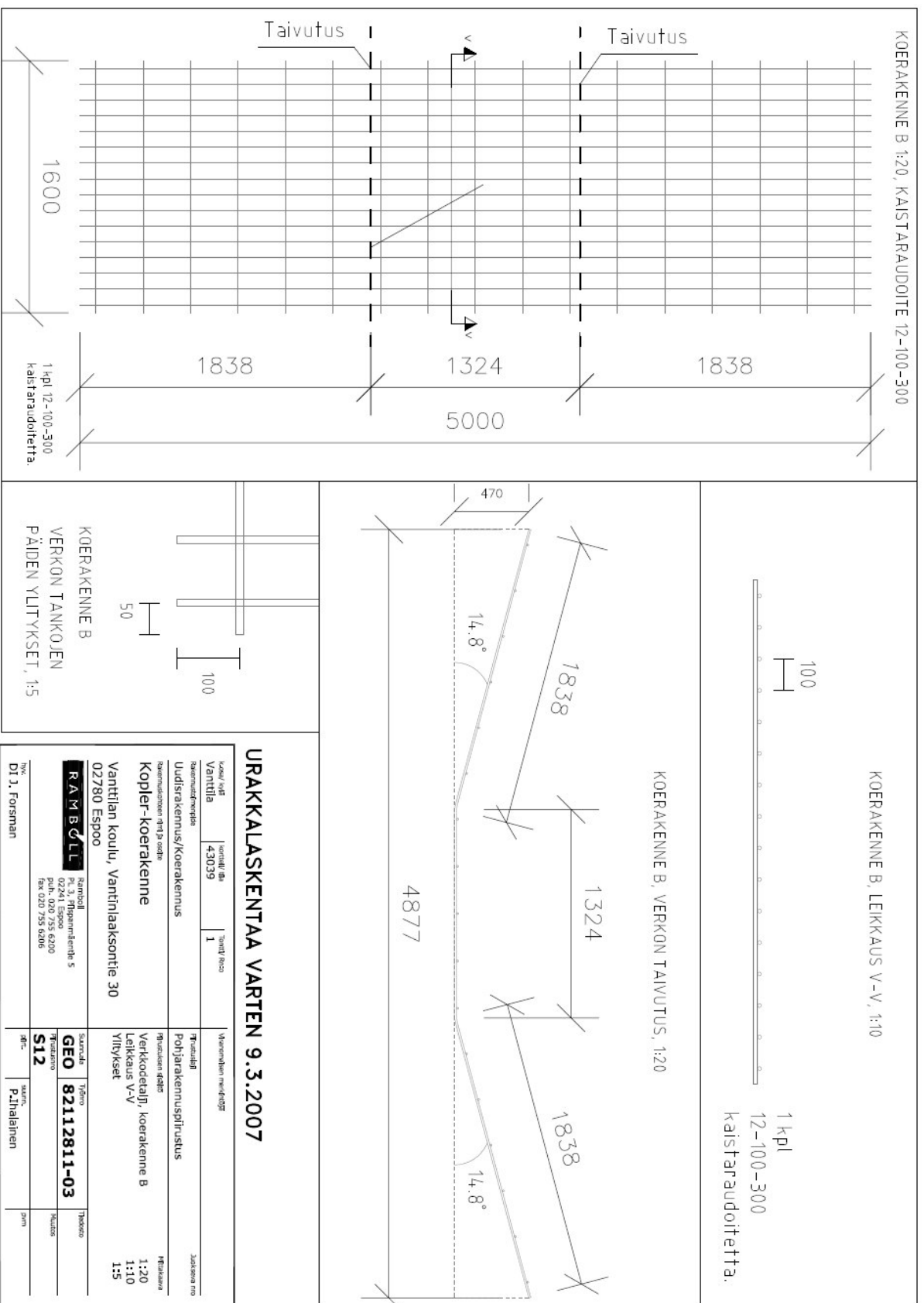


LAYOUT MA-arkkitehdit 17.1.2007

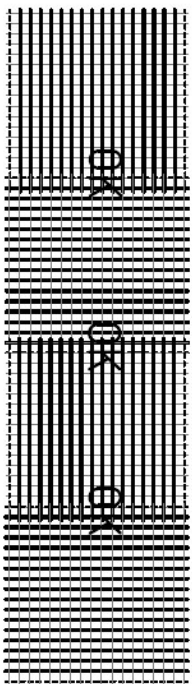
[illegible]

Liite 3 (Alkuperäinen suunnitelma; jälkeenpäin muutettu, ei mittakaavassa)









1. Vaihe

Verkot kiinnittävät toisiinsa

OK

Mekaaninen liitos A



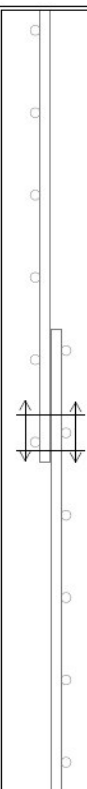
2. Vaihe

DET 1:5

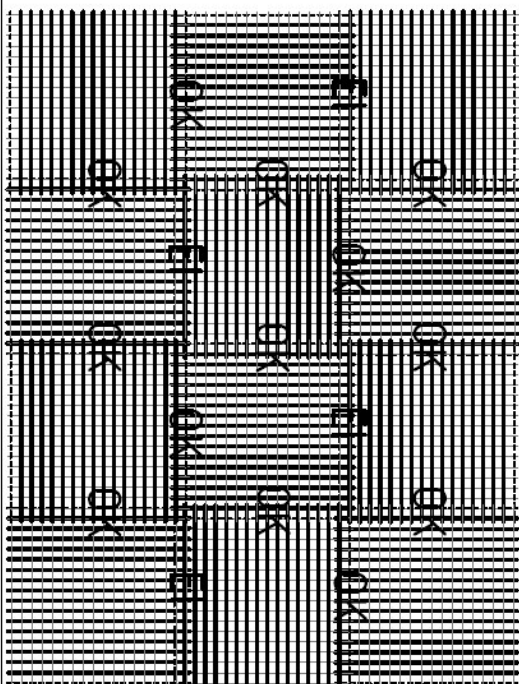
Verkot eivät kiinnity toisiinsa

E

Mekaaninen liitos B

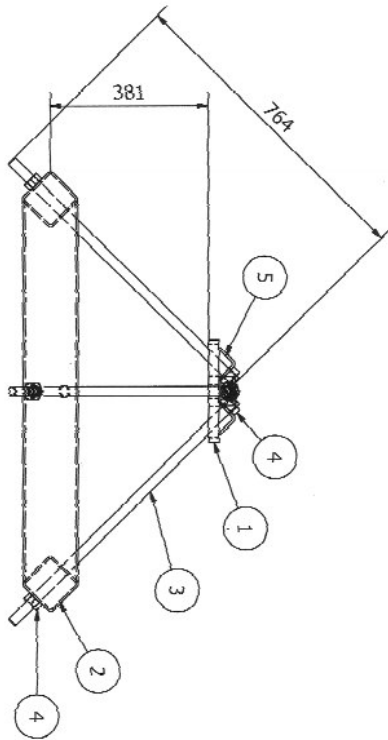
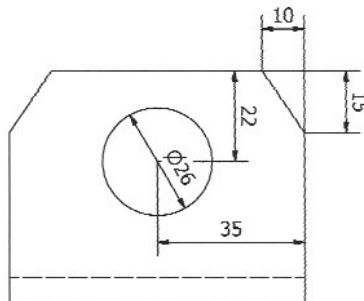
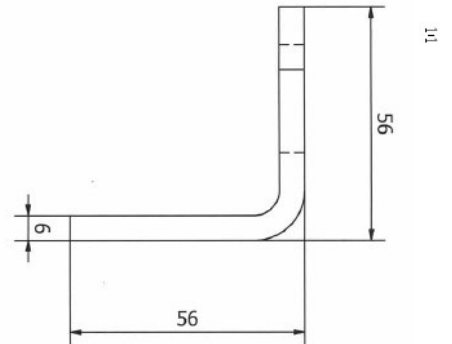




- Kaikki verkot on kiinnitettävä toiseen verkkoon mekaanisella kiinnikkeellä
Mekaaninen liitos A = estää verkkojen pystysuuntaisen liikkeen toisiinsa
nähdessä
Mekaaninen liitos B = välttää verkkojen vetojännityksen



3. Vaihe

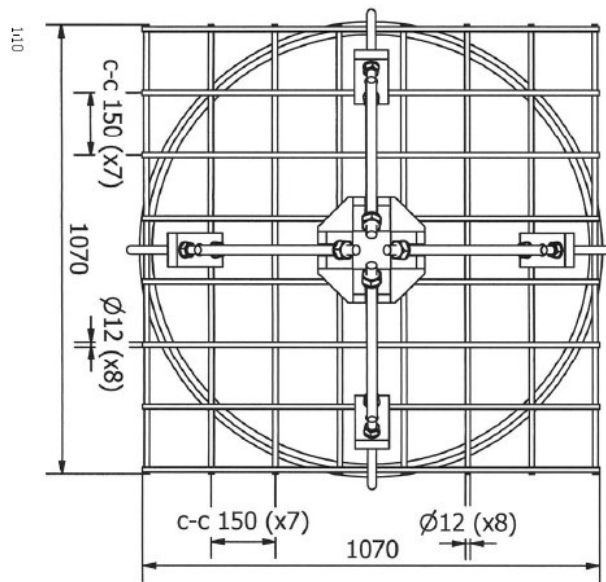
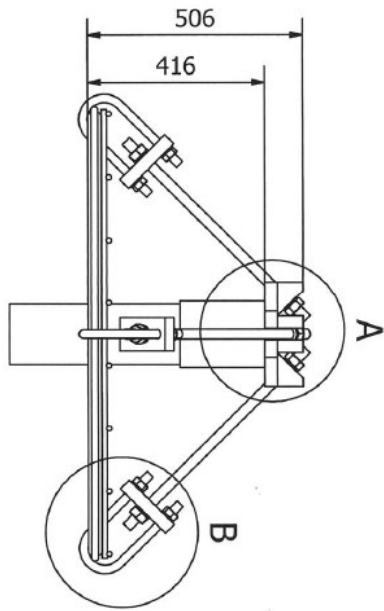
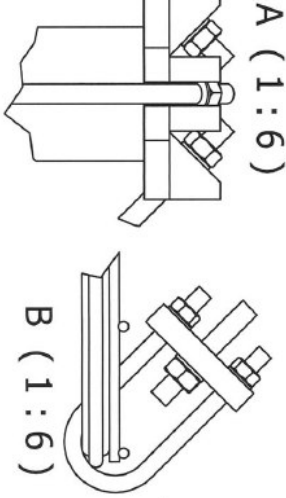
Luoja/ryhmä		Kortti/la	Sivut/kuu	Vaiheiden määrä/20
Vantila		43039	1	
Tilausnumero		Tilausnumero		
Uudistaminen/Koerakenus		Tilausnumero		
Kopier-koerakenne		Tilausnumero		
Vanittian koulu, Vantilaaksonite 30		Tilausnumero		
02780 Espoo		Tilausnumero		
RAMBOLL		Tilausnumero		
Rt. 3, Päämajantie 5		Tilausnumero		
00241 Espoo		Tilausnumero		
000 000 755 5200		Tilausnumero		
000 000 755 5200		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		
DET 1:5		Tilausnumero		

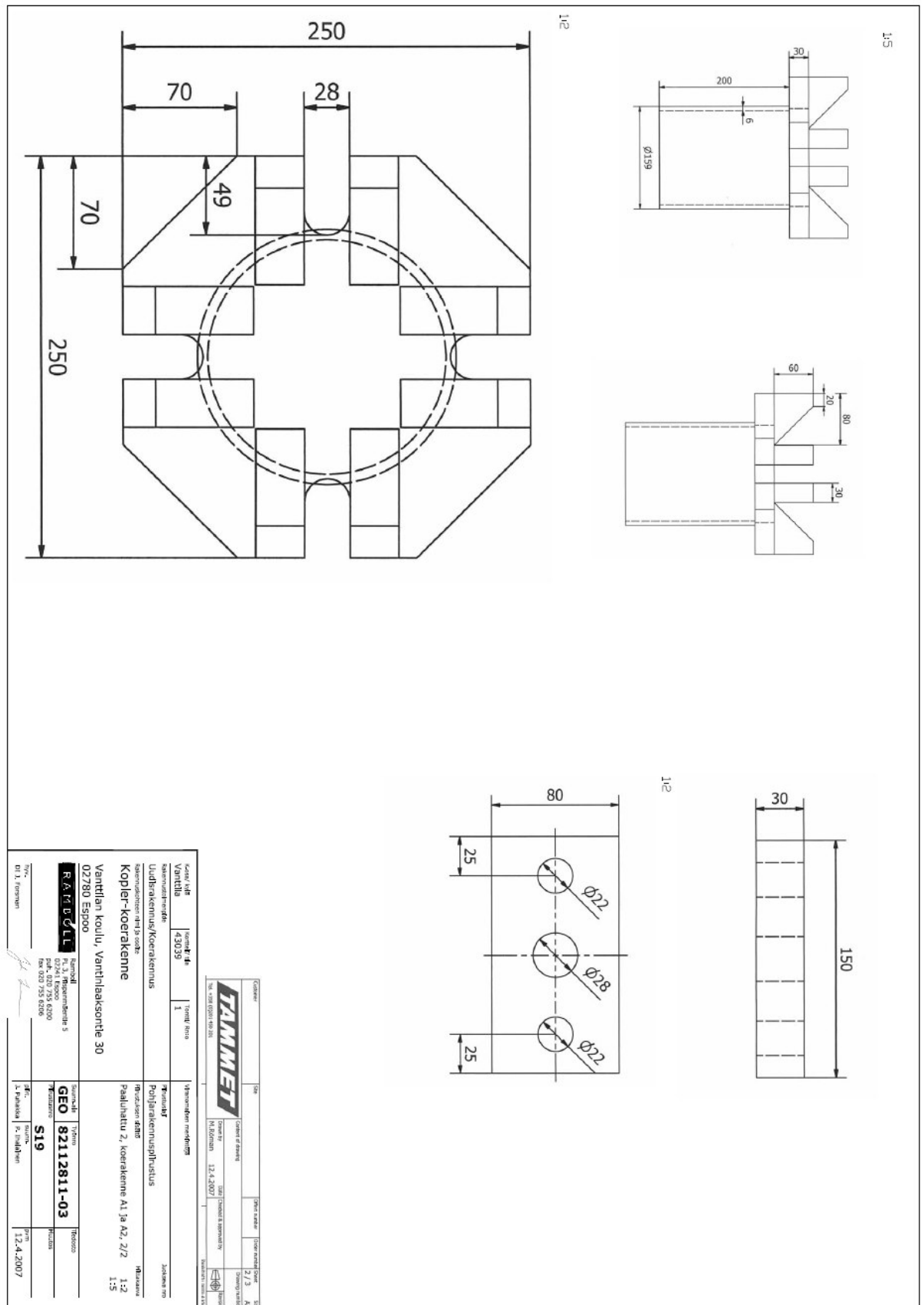


REVISION HISTORY		DATE	APPROVED
ZONE	REV	DESCRIPTION	
1	1	Item: 1 to 5 manufacture	
Customer		Site	
		Contract of Goods Palkuvalu - Podotyrypi 1-1 Issued by MCHMOM	
Date 1.3.2007		Checked & approved by MCHMOM	Date 1.3.2007
		Shipped to customer MCHMOM	Date 1.3.2007

[illegible]

Technical drawing of a U-shaped pipe. The drawing shows a U-shaped pipe with a total length of 260. The straight section of the pipe has a length of 200. The diameter of the pipe is 20. The pipe is shown in a perspective view, with a 100x100 rectangular section at the end.

[illegible]





Instrumentointisuunnitelma



Tammet Oy
Paalutettu Kopler-teräsverkkopenger, koerakenne
Espoo, Vantinlaaksontie 30

Ramboll Finland Oy

PL 3, Piispanmäentie 5
02241 Espoo
Puhelin 020 755 611
Fax 020 755 6206
www.ramboll.fi

INSTRUMENTOINTISUUNNITELMA

Päivämäärä 12.4.2007
Viite 82112811-03

revisio	sisältö	pvm.	tekijä
C			
B			
A			
-	Esikopio	12.4.2007	



INSTRUMENTOINTITYÖSELITYS

2

SISÄLLYSLUETTELO

SIVU

1. Kohteen ja tutkimuksen esittely	3
2. Tutkimuksen tavoitteet	3
3. Mittausasema	4
4. Venymäliuskat	4
5. Painumaletkut ja "mittauskaivot"	5
6. Pintavaaitukset	5
7. Paaluhattujen aukikaivut	5
8. Kantavuuskokeet	5

LIITTEET:

Liite 1: Instrumentoinnin mittausaikataulu

PIIRUSTUKSET:

M1: Instrumentointipiirustus



1. Kohteen ja tutkimuksen esittely

Koerakennusalue sijaitsee Vanttilassa, Espoossa. Paalutettu teräsverkkopenger on pohjanvahvistusmenetelmä, jossa teräsverkkojen yläpuolinen pengerkuorma johdetaan paaluhattujen ja vetoterästen välityksellä paaluille. Koerakenteiden laajuus on muutama aari.

Koerakenteen instrumentoinnit, seurantamittaukset ja koestuksen sisältävät mm:

- Venymäliuskat teräsverkoissa ja vetotangoissa,
- Painumaletkut,
- Pintavaaitukset,
- Paaluhattujen aukikaivut ja
- Kantavuuskokeet.

2. Tutkimuksen tavoitteet

Venymäliuskamittausten tavoitteena on tarkkailla paaluhattun vetoterästen ja teräsverkkojen venymiä penkereen kuormaan alla. Koerakennetta ei ole tarkoitus kuormittaa murtorajatilaan asti. Koerakenteen kuormitus on suunniteltu toteutettavaksi neljässä vaiheessa:

1. Teräsverkkojen ja paaluhattujen asentamisen jälkeen verkkojen päälle tehdään 0,7 m penger ja ajetaan päälle liikennekuorma (=kuorma-auto)
2. 0,7 m penkereen päälle tehdään 0,6 m ylipenger ja ajetaan päälle liikennekuorma
3. 0,6 m ylipenger korotetaan pengerkorkeuteen 1,3 m ja ajetaan päälle liikennekuorma
4. Ylipenger puretaan tasoon +10,2

Jokaisessa vaiheessa ja vaiheiden välissä kirjataan instrumenttien mittaustulokset ylös ja tarkkaillaan venymiä. Ylipenkereen lopullinen korkeus määräytyy havaittujen venymien ja siirtymien perusteella. Tarvittaessa penger jätetään matalammaksi kuin edellä on esitetty.

Painumaletkujen mittauksilla tarkkaillaan maan painumia kuormitusvaiheittain.

Mahdollisilla kantavuuskokeilla (levykuormituskoe) mitataan penkereen kantavuus.



3. Mittausasema

Koerakenteen kaakkoiskulman massanvaihtoalueelle asennetaan TTY:ltä vuokrattu mittausasema. Mittausasemalta massanvaihtoalueen läpi pohjoiseen ja verkotetun alueen reunaan asennetaan suojaputket (2 kpl, sileä sisäpinta, min. halk. 100 mm) venymäliuskojen kaapeleille. Mittausaseman sisään asennetaan dataloggeri / mittaustietokone, joka kirjaa elektronisesti venymäliuskojen venymät ylös.

Venymäliuskojen kaapelit kiinnitetään nippusiteillä (tms.) verkkojen alapintaan verkotetulla alueella. Venymäliuskojen kaapelit ovat enintään n. 20 m pituisia.

Ilkivallan haittojen minimoimiseksi mittausasema suojataan mahdollisimman hyvin ja asennetaan mahdollisimman huomaamattomasti. Instrumentointi pyritään sijoittamaan mahdollisimman pitkälti maan sisälle näkymättömiin.

Koealueella todennäköisesti ei ole verkkovirtaa mittauksia tehtäessä, joten mittauksia tehtäessä tarvittaneen aggregaattia.

4. Venymäliuskat

Osa teräsverkoista ja vetoteräksistä instrumentoidaan venymäliuskoilla.

Venymäliuskat asennetaan teräsverkkoihin Tampereen Teknillisellä Yliopistolla (TTY), jonne Tammet Oy toimittaa verkot Pälkäneeltä. Tämän jälkeen verkot toimitetaan työmaalle.

Mikäli instrumentoituja verkkoja välivarastoidaan työmaalla, on varastointi tehtävä erityisellä huolellisuudella. Välivarastoinnin ja asennuksen aikana on instrumentointia varottava ja pyrittävä pitämään peitettynä siten, etteivät instrumentoinnit herätä ilkivallan tekijöiden huomiota.

Venymäliuskat asennetaan verkkoihin ja vetotankoihin instrumentointisuunnitelman viidellä eri liuskojen kiinnityskaaviolla (ks. piirustus M1). Venymäliuskojen 0-mittaus tehdään sen jälkeen, kun verkot on asennettu.

Venymien tuloksia seurataan ja tallennetaan koerakentaan aikana vaiheittain (ks. kohta 2.) ja ylipenkereen lopullinen korkeus harkitaan mitattujen venymien perusteella. Koerakentamisen lopuksi kaivetaan auki muutama paaluhattu ja tutkitaan miltä paaluhatturakenteet näyttävät koekuormituksen jälkeen.



5. Painumaletkut ja "mittauskaivot"

5

Koerakennusalueelle asennetaan 8 kpl painumaletkuja instrumentointisuunnitelman M1 mukaisesti. Painumaletkut ovat mallia NP10, $d_e/d_i = 32/25\text{mm}$ vesiletkua.

Ylikuormituksen ja ylikuormituksen purkamisen aikaisten mittausten aikana letkujen päät ovat näkyvissä maan pinnalla kiinnitettynä esim. puutolppiin ja tulpattuna.

Kevään/kesän 2007 mittausjakson jälkeen valitaan muutamia painumaletkuja, jotka varustetaan "mittauskaivoilla" (venttiilikaivon kansi) mahdollisia tulevia mittauksia varten. Muut letkut tulpataan, mitataan letkujen päiden sijainti (xyz) ja peitetään letkujen päät murskekerrokseen siten, että ne ovat tarvittaessa kaivettavissa esiin uusia mittauksia varten.

6. Pintavaaitukset

Penkereen yläpinnan siirtymiä seurataan tasolaserin avulla kuormittamattomana ja liikennekuorman kuormittamana vaiheissa 1...4.

Kunkin rakentamisvaiheen 1...4 jälkeen penkereen pinta vaaitaan / kartoitetaan.

7. Paaluhattujen aukikaivut

Vaiheessa 4 ylipenkereen purkamisen jälkeen kaivetaan murskekerros pois muutaman paaluhatun kohdalta ja tarkastellaan silmämääräisesti millaisia muodonmuutoksia paaluhattuihin on kehittynyt ja miltä paaluhatut näyttävät kuormituksen jälkeen. Auki kaivetut paaluhatut valokuvataan ja mitataan.

Mahdollisesti kaivetaan esiin myös muita teräsrakenteita tarkasteluja varten.

8. Kantavuuskokeet

Ylpenkereen purkamisen jälkeen suoritetaan mahdollisesti kantavuuskokeita (=levykuormituskoe) rakennekerrosten kantavan kerroksen päältä. Päätös kantavuuskokeiden toteuttamisesta tehdään koerakentamisen aikana. Kokeiden tulokset dokumentoidaan.



Ramboll Finland Oy

6

A handwritten signature in black ink, appearing to read "Juha Forsman".

Juha Forsman

A handwritten signature in black ink, appearing to read "Petri Ihalainen".

Petri Ihalainen